



TUGAS AKHIR RC-14 1501

MODIFIKASI STRUKTUR DERMAGA PLTU KOTABARU, PROVINSI KALIMANTAN SELATAN DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM PRACETAK (*PRECAST*)

DIEGO KHARISMA ARDIANTO
NRP 3112 106 013

Dosen Pembimbing :
Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR RC-14 1501

**MODIFIKASI STRUKTUR DERMAGA PLTU
KOTABARU, PROVINSI KALIMANTAN SELATAN
DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM PRACETAK
(*PRECAST*)**

**DIEGO KHARISMA ARDIANTO
NRP 3112 106 013**

**Dosen Pembimbing :
Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S**

**JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017**

LEMBAR PENGESAHAN

MODIFIKASI STRUKTUR DERMAGA PLTU KOTABARU, PROVINSI KALIMANTAN SELATAN DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM PRACETAK (PRECAST)

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Program Studi S-1 Lintas Jalur Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

DIEGO KHARISMA ARDIANTO

NRP. 3112 106 013

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. Dr. Ir. Djoko Irawan, MS.



**SURABAYA
JULI, 2017**

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

**MODIFIKASI STRUKTUR DERMAGA PLTU
KOTABARU, PROVINSI KALIMANTAN SELATAN
DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM PRACETAK
(PRECAST)**

Oleh :

Diego Kharisma Ardianto
NRP. 3112 106 013

Dosen Pembimbing :

Dr. Ir. Djoko Irawan, MS
NIP. 19590213 198701 1 001

ABSTRAK

Beton precast adalah komponen struktur bangunan yang dikerjakan dilokasi yang berbeda dengan lokasi dimana komponen struktur tersebut dikerjakan. Dengan pengerjaan dilokasi yang berbeda dengan dilapangan, membuat banyak keunggulan beton precast dibandingkan dengan menggunakan metode cast in situ. Diantara keunggulan beton precast dibandingkan dengan metode cast in situ adalah mutu beton yang mudah dipantau, tidak diperlukan perancah yang rumit untuk pelaksanaan, dan bekisting menggunakan pelat baja, sehingga tidak mudah rusak seperti halnya metode cast in situ yang menggunakan bekisting kayu atau triplek. Untuk itu pemilihan beton precast sebagai komponen struktur adalah pilihan yang tepat untuk pembangunan berbagai jenis bangunan.

Pada Perencanaan struktur dermaga ini mengacu pada Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung SNI 03-1726-2002 dan lebih spesifik pada pasal 25 Metode Desain Alternatif. Dimana pada pasal 25 SNI 03-1726-2002 dijelaskan metode perencanaan menggunakan tegangan beban kerja yang dibatasi dalam lingkup sifat elastis material.

Dari hasil analisa dan perhitungan diperoleh hasil, yaitu tebal pelat precast Dermaga 150 mm dan overtopping 150 mm. Balok Dermaga 650 x 1000 mm, 700 x 1000 mm, Balok varian 700 x 1000 – 700 x 2400, 650 x 1000 dengan tulangan lentur D25 dan $\phi 12$ untuk tulangan geser. Dan untuk trestle tebal pelat precast 150 mm dan overtopping 150 mm. Balok induk 600 x 1000 mm dan balok anak 450 x 700 mm dengan tulangan lentur D25 dan $\phi 12$ untuk tulangan geser.

Kata Kunci : Beton Precast, Cast in Situ, Modifikasi Dermaga, Metode Desain Alternatif

**MODIFICATION STRUCTURE OF JETTY PLTU
KOTABARU, PROVINCE KALIMANTAN SELATAN
WITH PRECAST SYSTEM**

By :

Diego Kharisma Ardianto
NRP. 3112 106 013

Advisor :

Dr. Ir. Djoko Irawan, MS
NIP. 19590213 198701 1 001

ABSTRACT

The precast concrete is component structure of building who worked on different site beetwen site who work. With worked on different site, make precast concrete more better than with cast in situ method. Some special of precast concrete than cast in situ method is the quality of concrete will easy for monitoring, not necessary for scaffolding too hard for work , and formwork use by steel plate, so is not easy for broken like cast in situ method who use formwork from wood and plywood. So with precast concrete as the component of structure is the best choice for construction building.

On this design of jetty structure refer to Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung SNI 03-1726-2002 and more specific on section 25 Metode Desain Alternatif. Where on section 25 SNI 03-1726-2002 explicit

method design by service load strains who limit on elastic material characteristic.

From analysis and design can result is, thick of plate precast for jetty 150 mm and overtopping 150 mm. Beam of jetty 650 x 1000 mm, 700 x 1000 mm, varian beam 700 x 1000 – 700 x 2400, 650 x 1000 with flexural reinforce D25 and $\phi 12$ for shear reinforce. And for trestle thick of plate precats is 150 mm and overtopping 150 mm. Main beam 600 x 1000 mm and for beam 450 x 700 mm dwith flexural reinforce D25 and $\phi 12$ for shear reinforce.

Kata Kunci : Precast Concrete, Cast in Situ, Modification of Jetty, Metode Desain Alternatif

KATA PENGANTAR

Pertama-tama saya ucapkan puji dan syukur kepada Tuhan Yang Maha Esa, karena atas segala rahmat dan hidayah-Nya sehingga terselesaikannya penyusunan **Tugas Akhir** dengan judul **“Modifikasi Struktur Dermaga PLTU Kotabaru, Provinsi Kalimantan Selatan Dengan Menggunakan Sistem Precetak (*Precast*)”**.

Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat dalam menempuh jenjang Pendidikan Sarjana di Jurusan Teknik Sipil ITS Surabaya.

Tersusunnya tugas akhir ini juga tidak terlepas dari dukungan dan motivasi dari berbagai pihak yang telah banyak membantu dan memberi masukan serta arahan kepada saya. Untuk itu saya ucapkan terima kasih terutama kepada :

1. Kedua orang tua sebagai penyemangat terbesar bagi saya, dan yang telah banyak memberi dukungan moril maupun materi terutama doa dan semangatnya.
2. Bapak Dr. Ir. Djoko Irawan, MS selaku dosen pembimbing saya yang telah banyak memberikan bimbingan, arahan, petunjuk, dan motivasi dalam penyusunan tugas akhir ini.
3. Serta semua pihak yang mendukung dan memberikan bantuan dalam penyelesaian laporan tugas akhir yang tidak mampu disampaikan satu per satu saya ucapkan terima kasih.

Disusunnya Tugas Akhir ini sangatlah diharapkan, semoga dapat bermanfaat bagi para pembaca khususnya dan bagi majunya pendidikan.

Menyadari bahwa dalam penyusunan Tugas Akhir ini tidaklah sempurna, sehingga saya ucapkan mohon maaf apabila dalam penyusunan Tugas Akhir ini masih ada kekurangan. Oleh karena itu dengan rendah hati diharapkan saran dan kritik yang berguna dari pembaca.

Demikian yang dapat disampaikan, terimakasih.

Surabaya, Juli 2017

Penyusun

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	i
ABSTRAK	iii
ABSTRAK	v
KATA PENGANTAR.....	vii
DAFTAR ISI	ix
DAFTAR GAMBAR	xii
DAFTAR TABEL	xvi
BAB I PENDAHULUAN	1
Latar Belakang	1
Data Tugas Akhir	2
Rumusan Masalah	3
Tujuan.....	3
Batasan Masalah.....	4
Manfaat.....	4
 BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	 5
2.1 Umum	5
2.2 Keunggulan Beton Precast	5
2.3 Elemen Precast.....	7
2.3.1 Balok	7
2.3.2 Pelat.....	8
2.4 Sambungan Pada Beton Precast	9
2.4.1 Pertimbangan Desain	9
2.4.2 Perencanaan Sambungan.....	11
 BAB III METODOLOGI	 13
3.1 Umum	13
3.2 Bagan Metodologi.....	17

3.3	Studi Literatur	18
3.4	Pengumpulan Data	18
3.5	Metode Pelaksanaan	19
3.5.1	Perencanaan Pelat.....	19
3.5.2	Perencanaan Balok	22
3.5.3	Perencanaan Poer	23
3.6	Preliminary Design.....	23
3.6.1	Pelat Dermaga dan Trestle	24
3.6.2	Balok Memanjang & Melintang.....	25
3.6.3	Perencanaan Pondasi	25
3.6.4	Perencanaan Fender.....	26
3.6.5	Perencanaan Boulder.....	28
3.7	Analisa Struktur.....	30
3.7.1	Mendefinisikan Material	31
3.7.2	Mendefinisikan Dimensi Balok & Permodelan Balok	33
3.8	Perhitungan Penulangan dan Kontrol Kekuatan	39
3.9	Gambar Rencana	39

BAB IV PERENCANAAN METODE PELAKSANAAN.....41

4.1	Umum.....	41
4.2	Pekerjaan Persiapan.....	41
4.3	Pekerjaan Pondasi	42
4.3.1	Pemancangan Tiang Pancang.....	42
4.3.2	Pekerjaan Poer.....	43
4.4	Pekerjaan Fabrikasi Balok dan Pelat <i>precast</i>	44
4.5	Pekerjaan Pemasangan Balok & Pelat <i>precast</i>	47
4.6	Pemasangan Asesoris Dermaga	48
4.7	Alat Berat yang Digunakan	48

BAB V PRELIMINARY DESIGN

5.1	Data Perencanaan	49
5.2	Perencanaan Dimensi Pelat Lantai	49
5.3	Perencanaan Dimensi Balok Memanjang & Balok Melintang.....	50

5.4	Perencanaan Boulder.....	53
5.4.1	Beban Angin	53
5.4.2	Beban Arus.....	54
5.4.3	Resultan Gaya	55
5.5	Perencanaan Fender	57
5.5.1	Energi Sandar Kapal (<i>Berthing Force</i>)	57
5.5.2	Menentukan Fender.....	60

BAB VI PERENCANAAN STRUKTUR..... 63

6.1	Tinjauan Umum	63
6.2	Permodelan Struktur	63
6.2.1	Permodelan Struktur Bawah	65
6.2.2	Permodelan Struktur Atas	66
6.3	Beban Gempa.....	82
6.4	Kombinasi Pembebanan.....	91
6.5	Perencanaan Struktur Dermaga.....	93
6.5.1	Perencanaan Struktur Atas Dermaga	93
6.5.2	Perencanaan Struktur Bawah Dermaga.....	123
6.6	Perencanaan Struktur Trestle	141
6.6.1	Perencanaan Struktur Atas Trestle	142
6.6.2	Perencanaan Struktur Bawah Trestle	178
6.7	Perencanaan Dinding Fender	196
6.8	Perencanaan Catwalk	200
6.8.1	Perencanaan Sandaran.....	201
6.8.2	Lantai Catwalk	202
6.8.3	Perencanaan Abutment Catwalk	208
6.9	Perencanaan Dolphin	212
6.9.1	Tinjauan Spesifikasi Tiang Pancang	213
6.9.2	Perhitungan Reaksi Tiang dan Konfigurasi Tiang	213
6.9.3	Perhitungan Daya Dukung Tiang.....	214
6.10	Perencanaan Abutment	225
6.11	Perencanaan Kerb	232
6.11.1	Perhitungan Tulangan Tiang Sandaran	234
6.11.2	Perhitungan Pipa Sandaran	234
6.11.3	Perhitungan Kolom Sandaran	235

BAB VII KESIMPULAN DAN SARAN	237
7.1 Kesimpulan	237
7.2 Saran.....	238

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Peta Lokasi Kotabaru	2
Gambar 1.2 Layout Dermaga PLTU Kotabaru	3
Gambar 2.1 Inverted Tee beams, L Beams, Recangular	7
Gambar 2.2 Pelat Pracetak <i>Double Tee</i>	8
Gambar 2.3 Pelat Pracetak <i>Hollow Core</i>	8
Gambar 2.4 Pelat Pracetak <i>Solid Flat Slab</i>	8
Gambar 2.5 Contoh Sambungan kering	12
Gambar 2.6 Contoh Sambungan basah (<i>wet connection</i>)	12
Gambar 3.1 Gambar perencanaan awal Dermaga.....	13
Gambar 3.2 Gambar Rencana Modifikasi Dermaga dengan sistem precast.....	14
Gambar 3.3 Bagan Metodologi.....	17
Gambar 3.4 Desain Awal Pelat Dermaga menggunakan two way slab.....	20
Gambar 3.5 Rencana Modifikasi Pelat Dermaga dengan perubahan jarak pelat menjadi 7.2 m, sehingga pelat menjadi one way slab.....	20
Gambar 3.6 Desain Awal Pelat Trestle menggunakan <i>two way slab</i>	21
Gambar 3.7 Rencana Modifikasi Pelat Trestle dengan perubahan jarak pelat menjadi 8 m, sehingga pelat menjadi one way slab...21	
Gambar 3.8 Perencanaan awal balok	22
Gambar 3.9 Perencanaan balok <i>precast</i>	22
Gambar 3.10 Perencanaan <i>poer precast</i>	23

Gambar 3.11	Kondisi Pelat saat Pengangkatan	24
Gambar 3.12	Jarak antara fender	27
Gambar 3.13	Mendefinisikan Material SAP2000v14.....	31
Gambar 3.14	Memasukkan data material SAP2000v14	32
Gambar 3.15	Modifikasi denah Balok Dermaga & Trestle	33
Gambar 3.16	Mendefinisikan Balok SAP2000v14.....	34
Gambar 3.17	Memilih Frame Balok SAP2000v14.....	34
Gambar 3.18	Input Data Balok SAP2000v14.....	35
Gambar 3.19	Edit Grid Permodelan pada SAP2000v14.....	36
Gambar 3.20	Memasukkan ukuran as-gambar pada SAP2000v14	36
Gambar 3.21	Grid yang telah selesai di input.....	37
Gambar 3.22	Melakukan Permodelan SAP2000	37
Gambar 3.23	Hasil Permodelan Balok.....	38
Gambar 4.1	Modifikasi Pondasi <i>precast</i>	43
Gambar 4.2	Pengangkatan Pondasi <i>precast</i>	44
Gambar 4.3	Pondasi dan Tiang pancang yang telah terpasang..	44
Gambar 4.4	Sketsa Bekisting pelat	45
Gambar 4.5	Modifikasi pelat lantai	46
Gambar 4.6	Sketsa Bekisting balok.....	46
Gambar 4.7	Modifikasi balok <i>precast</i>	46
Gambar 4.8	Pengangkatan elemen <i>precast</i>	47
Gambar 4.9	Urutan pemasangan elemen <i>precast</i>	48
Gambar 5.1	Modifikasi Pelat Lantai.....	50
Gambar 5.2	Denah Modifikasi Balok	51
Gambar 5.3	Denah Penempatan Boulder.....	55
Gambar 5.4	Boulder yang digunakan pada Dermaga	56
Gambar 5.5	Grafik Koefisien Eksentrisitas (Ce)	59
Gambar 6.1	Permodelan Dermaga.....	64
Gambar 6.2	Permodelan Trestle	64

Gambar 6.3 Permodelan Struktur Bawah Dermaga.....	65
Gambar 6.4 Permodelan Struktur Bawah Trestle	65
Gambar 6.5 Permodelan Beban <i>Mooring Force</i> 1	69
Gambar 6.6 Permodelan Beban <i>Mooring Force</i> 2.....	69
Gambar 6.7 Grafik Koefisien Eksentrisitas (Ce)	72
Gambar 6.8 Permodelan Energi Sandar yang terjadi	73
Gambar 6.9 Permodelan Beban BTR pada Dermaga.....	74
Gambar 6.10 Permodelan Beban BGT pada Dermaga	75
Gambar 6.11 Akibat Beban Arus pada Dermaga.....	76
Gambar 6.12 Konfigurasi Beban Excavator	76
Gambar 6.13 Permodelan Beban Excavator	77
Gambar 6.14 Beban Tambahan pada Dermaga.....	77
Gambar 6.15 Permodelan Beban BTR pada Trestle	79
Gambar 6.16 Permodelan Beban BGT pada Trestle	79
Gambar 6.17 Permodelan Beban Arus pada Trestle	80
Gambar 6.18 Konfigurasi Beban Excavator pada Trestle.....	81
Gambar 6.19 Permodelan Beban Excavator Trestle	81
Gambar 6.20 Beban Tambahan pada Trestle	82
Gambar 6.21 Bentuk Respon Spektrum di Permukaan Tanah...86	
Gambar 6.22 Grafik Respons Spektrum	88
Gambar 6.23 Perencanaan Denah Balok Dermaga	93
Gambar 6.24 Perencanaan balok tulangan rangkap	94
Gambar 6.25 Sketsa Pengangkatan Balok Precast.....	101
Gambar 6.26 Tegangan yang bekerja saat pengangkatan	102
Gambar 6.27 Dimensi Balok B1	104
Gambar 6.28 Pengangkatan Pelat sesuai PCI	107
Gambar 6.29 Denah Pelat Dermaga.....	108
Gambar 6.30 Kondisi Pelat <i>precast</i> saat pengangkatan	109
Gambar 6.31 Kondisi Pelat <i>precast</i> saat pelat terpasang	112
Gambar 6.32 Kondisi Pelat saat monolit	117
Gambar 6.33 Pengangkatan Pelat Lantai	119
Gambar 6.34 Asumsi Pengangkatan Pelat	120
Gambar 6.35 Momen Maksimum berdasarkan <i>PCI Handbook</i>	121
Gambar 6.36 Data SPT Dermaga & Trestle BH9	124

Gambar 6.37	Data SPT Dermaga & Trestle BH9	125
Gambar 6.38	Data SPT Dermaga & Trestle BH9	126
Gambar 6.39	Mencari harga N2	131
Gambar 6.40	Mencari harga i (panjang ekuivalen)	131
Gambar 6.41	Mencari harga q_d/N	132
Gambar 6.42	Perencanaan Denah Balok Trestle	142
Gambar 6.43	Perencanaan balok tulangan rangkap	143
Gambar 6.44	Sketsa Pengangkatan Balok Precast	150
Gambar 6.45	Tegangan yang bekerja saat pengangkatan	151
Gambar 6.46	Dimensi Balok B4	153
Gambar 6.47	Sketsa Titik Angkat Balok +	154
Gambar 6.48	Balok yang Diangkat Bersamaan	154
Gambar 6.49	Bidang Momen akibat P	155
Gambar 6.50	Balok Konsol	159
Gambar 6.51	Pengangkatan Pelat sesuai PCI	161
Gambar 6.52	Denah Pelat Trestle	162
Gambar 6.53	Kondisi Pelat <i>precast</i> saat pengangkatan	163
Gambar 6.54	Kondisi Pelat <i>precast</i> saat pelat terpasang	166
Gambar 6.55	Kondisi Pelat saat monolit	171
Gambar 6.56	Pengangkatan Pelat Lantai	173
Gambar 6.57	Asumsi Pengangkatan Pelat	174
Gambar 6.58	Momen Maksimum berdasarkan <i>PCI Handbook</i>	176
Gambar 6.59	Data SPT Dermaga & Trestle BH9	179
Gambar 6.60	Data SPT Dermaga & Trestle BH9	180
Gambar 6.61	Data SPT Dermaga & Trestle BH9	181
Gambar 6.62	Mencari harga N2	186
Gambar 6.63	Mencari harga i (panjang ekuivalen)	186
Gambar 6.64	Mencari harga q_d/N	187
Gambar 6.65	Rencana Catwalk	200
Gambar 6.66	Sket Profil WF	203
Gambar 6.67	Tegangan yang terjadi pada Profil	203
Gambar 6.68	Sket Profil Siku	204
Gambar 6.69	Rencana Sambungan	206
Gambar 6.70	Denah Tiang Pancang Abutment Catwalk	209

Gambar 6.71 Denah Penulangan Abutment Catwalk	211
Gambar 6.72 Permodelan Dolphin.....	212
Gambar 6.73 Mencari harga N_2	217
Gambar 6.74 Mencari harga i (panjang ekivalen).....	217
Gambar 6.75 Mencari harga q_d/N	218
Gambar 6.76 Rencana Pondasi Dolphin	222
Gambar 6.77 Rencana Abutment	227
Gambar 6.78 Rencana Abutment Trestle	232
Gambar 6.79 Gaya yang bekerja pada Kerb	232

DAFTAR TABEL

Tabel 5.1 Dimensi Balok yang Digunakan.....	52
Tabel 5.2 Kontrol Kelangsingan.....	52
Tabel 5.3 Kecepatan Merapat Kapal	57
Tabel 5.4 Performa Fender	61
 Tabel 6. 1 Kecepatan Merapat Kapal	 70
Tabel 6.2 Data Tanah	83
Tabel 6.3 Klasifikasi Situs.....	84
Tabel 6.4 Faktor Amplifikasi F_{PGA}	85
Tabel 6.5 Grafik Respon Spektrum	86
Tabel 6.6 Grafik Respon Spektrum	90
Tabel 6.7 Tipe Pelat Lantai Dermaga	108
Tabel 6.8 Reaksi Tiang Pada Dermaga	127
Tabel 6.9 Data Tanah BH9	129
Tabel 6.10 Reaksi Tiang Pada Trestle	182
Tabel 6.11 Data Tanah BH9	184
Tabel 6.12 Reaksi Tiang Pada Dolphin	213
Tabel 6.13 Data Tanah BH9	215
Tabel 6.14 Joint Reaction beban mati	225
Tabel 6.15 Joint Reaction beban hidup	226

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB I

PENDAHULUAN

Latar Belakang

Pelabuhan merupakan suatu pintu gerbang untuk masuk ke suatu wilayah atau negara dan sebagai prasarana penghubung antar daerah, antar pulau atau bahkan antar negara, benua dan bangsa. Di pelabuhan ini kapal melakukan berbagai kegiatan seperti menaik – turunkan penumpang, bongkar muat barang, pengisian bahan bakar dan air tawar, melakukan reparasi, mengadakan perbekalan, dan sebagainya (Bambang Triatmodjo).

Salah satu bagian terpenting dari pelabuhan adalah dermaga. Dermaga adalah tempat bertambatnya kapal dan merupakan salah satu bagian terpenting dalam pelabuhan. Untuk itu perlu adanya perhitungan desain dan pelaksanaan yang tepat dan cermat dalam mengerjakan dermaga pada pelabuhan.

Dalam pengerjaan konstruksi dermaga biasanya yang banyak ditemui di Indonesia adalah dengan menggunakan metode *cast in situ* dimana dalam pengerjaannya membutuhkan waktu yang relatif lebih lama serta membutuhkan kayu bekisting yang sangat banyak dan juga dalam pekerjaan di lapangan mutu beton yang digunakan tidak bisa diharapkan sesuai dengan desain awal karena cara pengerjaannya yang tergolong masih sederhana.

Dari permasalahan di atas penulis mencoba untuk melakukan modifikasi desain dermaga dan metode pelaksanaan dermaga menggunakan sistem *precast*. Dengan menggunakan sistem *precast* diharapkan struktur dermaga yang penulis lakukan mampu menahan beban – beban yang bekerja pada struktur dermaga. Dalam penulisan tugas akhir ini penulis juga meninjau tentang metode pelaksanaan dari dermaga. Karena metode pelaksanaan yang digunakan sangat berkaitan dengan desain awal yang telah dilakukan.

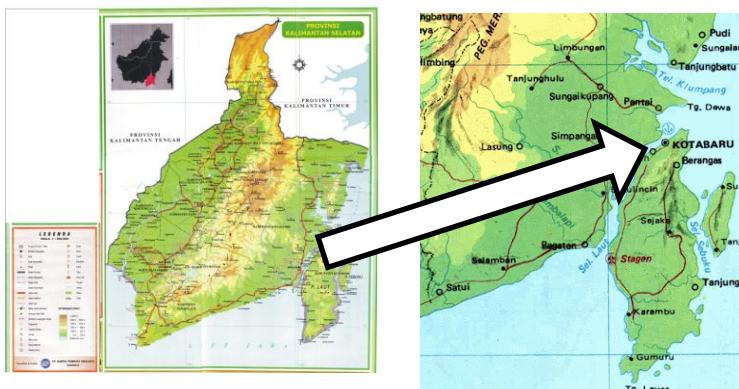
Dalam tugas akhir ini penulis mencoba untuk mendesain ulang dermaga PLTU Kotabaru Provinsi Kalimantan Selatan yang pada desain awal menggunakan sistem *cast in situ* dengan

perubahan menggunakan sistem precast. Dengan fasilitas dermaga, trestle, mooring dolphin, dan causeway yang juga akan didesain menggunakan sistem *precast*.

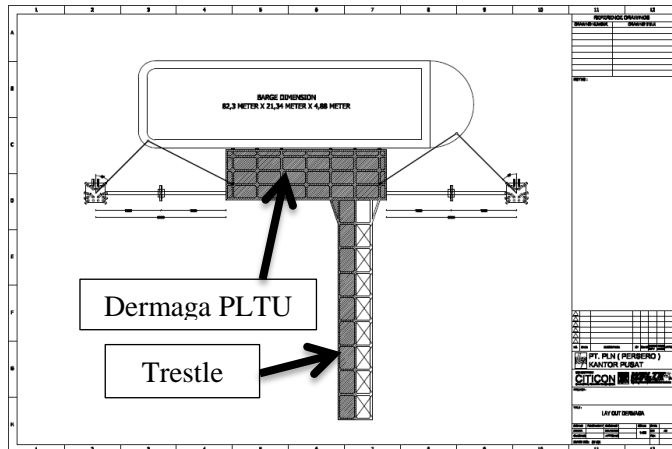
Data Tugas Akhir

Dalam Tugas Akhir ini, dermaga PLTU Kotabaru akan dimodifikasi menggunakan sistem *precast* dengan spesifikasi sebagai berikut :

- Nama Dermaga : Dermaga PLTU Kotabaru
- Struktur : Pelat Beton Precast
- Struktur Pondasi : Tiang Pancang Beton
- Kapal : 5450 DWT
- Ukuran Dermaga : Panjang Dermaga = 39 m
Lebar Dermaga = 12 m
- Ukuran Trestle : Panjang = 54 m
Lebar = 8 m



Gambar 1.1 Peta Lokasi Kotabaru



Gambar 1.2 Layout Dermaga PLTU Kotabaru

Rumusan Masalah

Dalam tugas akhir ini rumusan masalah yang akan dikaji oleh penulis adalah :

1. Metode Pelaksanaan Dermaga dengan sistem *precast*.
2. Bagaimana memodifikasi struktur Pile Cap, Balok Memanjang, Balok Melintang, dan Pelat Lantai dermaga dari sistem *cast in situ* menjadi sistem *precast*.
3. Bagaimana memodelkan struktur Pile Cap, Balok Memanjang, Balok Melintang, dan Pelat Lantai dermaga menggunakan program bantu SAP 2000.
4. Bagaimana menyajikan gambar rencana untuk sistem *precast* dengan bantuan program bantu AutoCad.

Tujuan

Tujuan dari perencanaan struktur dermaga ini adalah sebagai berikut :

1. Dapat merencanakan metode pelaksanaan struktur dermaga menggunakan sistem *precast*.

2. Dapat memodifikasi struktur Pile Cap, Balok Memanjang, Balok Melintang, dan Pelat Lantai dermaga dari sistem *cast in situ* menjadi sistem *precast*.
3. Dapat memodelkan struktur Pile Cap, Balok Memanjang, Balok Melintang, dan Pelat Lantai dermaga menggunakan program bantu SAP 2000.
4. Dapat menyajikan gambar rencana untuk sistem *precast* dengan bantuan program bantu AutoCad.

Batasan Masalah

Mengingat luasnya bidang perencanaan yang akan dikerjakan dalam penyusunan tugas akhir ini dan keterbatasan waktu, maka batasan masalah pada tugas akhir ini adalah :

1. Tidak meninjau rencana anggaran biaya dan penjadwalan proyek dermaga.
2. Dimensi, elevasi mengikuti perencanaan awal.
3. Posisi atau tata letak dermaga mengikuti perencanaan awal.

Manfaat

Manfaat dari tugas akhir ini bagi penulis adalah dapat merencanakan dermaga baru yang lebih efisien tapi juga aman secara struktur bangunannya, serta dapat merencanakan metode pelaksanaan yang sesuai dengan rencana perhitungan struktur dermaga yang dapat dilaksanakan di lapangan.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Beton precast adalah beton yang dicor disuatu tempat untuk digunakan di tempat lain. Sebagian besar beton *precast* diproduksi oleh tenaga ahli dari produsen beton *precast*, dikarenakan masalah ekonomi dan faktor lokasi, skala produksi atau sulitnya akses dalam melakukan pengecoran *cast in place* atau lokasi kerja yang tidak memungkinkan untuk melakukan pengecoran *cast in place*, maka dipilihlah beton *precast* sebagai solusi (Richardson John 2003).

2.2 Keunggulan Beton Precast

Karena komponen *precast* telah difabrikasi di lokasi tertentu dan kondisi *plant* terjaga kualitasnya, maka pengaruh cuaca sebagaimana pekerjaan dengan menggunakan metode *cast in situ* tidak terlalu berpengaruh terhadap kualitas produk dari beton *precast*. Maka dari itu penggunaan beton *precast* sebagai salah satu komponen struktur dalam suatu proyek akan sangat bermanfaat.

Pekerjaan menggunakan beton *precast* memiliki keunggulan daripada menggunakan metode *cast in place*. Beberapa keunggulan dari beton *precast* menurut *PCI Designing With Precast & Prestressed Concrete* adalah sebagai berikut :

1. Mudah dibentuk.

Beton *precast* dapat dengan mudah dibentuk sesuai dengan desain yang diinginkan. Beberapa bangunan yang lebih menonjolkan bentuk arsitektural akan sangat membutuhkan beton *precast* sebagai salah satu komponennya.

2. Kontrol kualitas produk.

Komponen struktur yang dikerjakan dibawah kontrol akan membuat kualitas produk diragukan kualitas dan kemampuannya. Dengan pengalaman dan tingkat kontrol

yang baik beton *precast* lebih mudah mengontrol kualitasnya dibandingkan metode *cast in place*, dikarenakan pabrikasi beton *precast* dilakukan di area pabrik dimana sistem kerja yang lebih ketat dan diawasi secara langsung untuk menjaga kualitas beton.

3. Keselamatan dan keamanan kerja.
 Dalam pekerjaan, keselamatan dan keamanan kerja menjadi salah satu faktor keberhasilan sebuah pekerjaan konstruksi. Dibanding dengan metode *cast in place* metode *precast* lebih *safety*, karena semua pekerjaan pembuatan dilakukan di lokasi pabrik yang diawasi oleh tenaga kerja berpengalaman dibidangnya, sedangkan waktu *erection* jumlah pekerja tidak terlalu banyak dibandingkan dengan pekerjaan *cast in place*.
4. Ketahanan
 Tentunya dengan desain yang benar dan metode pelaksanaan yang tepat beton *precast* menjamin bahwa bangunan yang digunakan akan mempunyai tingkat keamanan dan ketahanan secara struktural.
5. Tingkat perawatan yang relatif sedikit
 Beton *precast* memerlukan perawatan hanya setiap 15 hingga 20 tahun. Ini membuat beton *precast* lebih mudah dalam hal perawatan daripada material lainnya.
6. Tingkat kebisingan yang rendah
 Dengan fabrikasi yang dilakukan di area pabrik, maka dapat dipastikan jika lokasi proyek yang sedang dikerjakan tidak akan terganggu karena alat berat seperti *concrete pump* dan *truck mixer*. Pekerjaan *erection* juga dilakukan dengan menggunakan alat berat dengan jumlah pekerja yang relatif sedikit dibandingkan dengan pengecoran *cast in situ*.
7. Mengurangi cetakan
 Karena beton *precast* di cor di area pabrik dan umumnya menggunakan cetakan dari pelat besi, maka cetakan yang digunakan tidak akan terbuang dan dapat digunakan

kembali. Hal ini mempengaruhi sisi ekonomis dari pembuatan beton *precast*.

8. Ekonomis

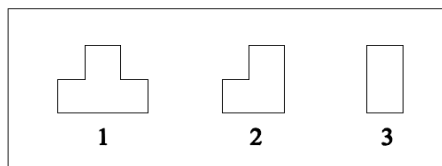
Kecepatan dalam hal pengerjaan konstruksi dapat meminimalisir jadwal pekerjaan konstruksi, yang menyebabkan selesainya waktu pengerjaan sesuai dengan penawaran atau bahkan lebih cepat. Yang dapat menurunkan resiko biaya dan waktu. Selain itu dengan jumlah pekerja yang relatif lebih sedikit, cetakan yang tidak terbuang, kualitas kontrol yang baik terhadap beton dapat mengurangi biaya dibandingkan dengan metode *cast in place*.

2.3 Elemen Precast

Dalam sebuah struktur terdapat elemen - elemen pembentuk yang menjadikan struktur tersebut menjadi satu kesatuan secara utuh. Beberapa contoh elemen *precast* yang digunakan dalam penulisan tugas akhir ini sesuai dengan *PCI Design Handbook 6th Edition Precast and Prestressed Concrete* adalah sebagai berikut:

2.3.1 Balok

Balok adalah elemen horisontal yang menyokong bagian pelat seperti pelat *double tees*, *hollow core*, dan *solid slabs*. Umumnya elemen balok dibuat berdasarkan tiga bentuk seperti berikut :



Gambar 2.1 Inverted Tee beams, L Beams, Rectangular

2.3.2 Pelat

Dalam peraturan *PCI 6th Edition* terdapat beberapa tipe pelat yang disyaratkan. Terdapat juga ukuran – ukuran yang bisa dijadikan acuan untuk merencanakan dimensi plat Pracetak. Beberapa tipe sesuai dengan *PCI 6th Edition* adalah sebagai berikut :

1) Pelat Pracetak *Double Tee*

Pada tipe pelat ini terdapat bagian yang berbentuk dua “T” yang tergabung menjadi satu bagian.



Gambar 2.2 Pelat Pracetak *Double Tee*

2) Pelat Pracetak *Hollow Core*

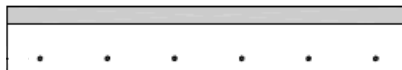
Tipe pelat ini di bagian bawah terdapat lubang yang membedakan dengan pelat yang lainnya. Pelat tipe ini memiliki keunggulan relatif lebih ringan, karena di bagian bawahnya berlubang.



Gambar 2.3 Pelat Pracetak *Hollow Core*

3) Pelat Pracetak *Solid Flat Slab*

Tipe pelat ini umumnya banyak digunakan dalam pelaksanaan dilapangan. Karena fabrikasinya yang relatif mudah dan pelaksanaannya yang juga mudah dilaksanakan.



Gambar 2.4 Pelat Pracetak *Solid Flat Slab*

2.4 Sambungan Pada Beton Precast

Sambungan adalah unsur utama dalam setiap bangunan dan konstruksi, tidak peduli material yang digunakan. Tujuan dari sambungan adalah untuk mentransfer beban, menahan pergerakan, dan atau untuk memberikan stabilitas pada elemen – elemen penyusun struktur. Meskipun demikian, desain sambungan adalah salah satu hal yang sangat penting dari perencanaan desain struktur beton *precast*.

Banyak sekali macam detail sambungan yang akan mengakibatkan kombinasi ukuran dan bentuk dari elemen beton *precast* dan memungkinkan variasi tiap macam kondisi yang berbeda.

Berikut ini beberapa hal yang perlu diperhatikan untuk merencanakan sambungan menurut *PCI Designing With Precast & Prestressed Concrete* :

2.4.1 Pertimbangan Desain

Perencanaan sambungan pada beton *precast* harus mempertimbangkan pada macam – macam desain dan kriteria kemampuan struktur, dan tidak semua sambungan sesuai pada tiap kondisi yang sama. Dasar dari kriteria tersebut mencakup pada :

1. Kekuatan

Sebuah sambungan harus mempunyai kekuatan untuk menghindari kegagalan struktur sebelum masa layannya.

2. Daktililitas

Kemampuan dari sambungan untuk mengalami deformasi tanpa mengalami kegagalan struktur. Daktililitas juga dapat tercapai dengan perencanaan sambungan menggunakan material baja yang sebelumnya dilas pada satu bagian beton dan kemudian disambungkan.

3. Kebutuhan Merubah Volume

Mengendalikan pergerakan suatu elemen struktur terhadap *creep*, penyusutan, dan perubahan temperatur dapat menyebabkan besarnya tegangan pada elemen beton *precast* dan sambungannya. Lebih baik untuk merencanakan sambungan mengikuti pergeseran tersebut, yang mana akan mengurangi kenaikan tegangan pada daerah sambungan.

4. Daya Tahan

Ketika sambungan terbuka langsung dengan cuaca atau lingkungan dengan tingkat korosi yang tinggi, elemen baja akan cukup ditutup dengan beton, pengecatan, memberikan lapisan *epoxy*, atau galvanis. *Stainless steel* mungkin juga dapat digunakan, walaupun dengan mempertimbangkan penambahan biaya yang cermat.

5. Ketahanan Terhadap Api

Sambungan, yang mana akan membahayakan stabilitas struktur jika lemah terhadap temperatur yang tinggi dari api atau kebakaran, harus direncanakan tingkat perlindungan yang sama sebagai komponen yang secara satu kesatuan.

6. Mampu Menahan Konstruksi

Berikut ini gambaran mengenai beberapa bagian yang harus dipertimbangkan ketika merencanakan sambungan yang dapat menahan konstruksi :

- a. Standar tipe sambungan
- b. Menghindari tulangan
- c. Menghindari sambungan hingga memotong bagian struktur
- d. Mempertimbangkan jarak bersih dan toleransi dari sambungan
- e. Menghindari produk yang tidak berstandar dan toleransi pemasangan

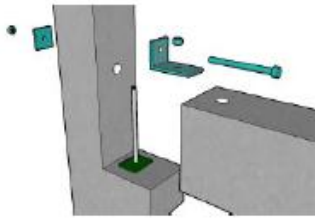
- f. Merencanakan untuk kemungkinan jangka pendek waktu *crane* mengangkat
 - g. Memberikan keputusan dilapangan
 - h. Memberikan ruang
 - i. Menentukan inspeksi khusus jika dibutuhkan untuk menyetujui standar dari material dan proses pengelasan
7. Keindahan
Sambungan yang terbuka dan dapat dilihat, perencana harus memasukkan tampilan yang memuaskan setelah pekerjaan selesai.
8. Syarat Gempa
Struktur dan atau elemen harus direncanakan untuk menahan beban gempa yang mungkin terjadi. Konsultasi dengan perencana struktur dengan pengalaman dalam teknik gempa sangat direkomendasikan.

2.4.2 Perencanaan Sambungan

Proses penyatuan komponen-komponen struktur beton pracetak menjadi sebuah struktur bangunan yang monolit merupakan hal yang penting dalam pengaplikasian teknologi beton pracetak. Oleh karena itu, perencanaan sambungan harus diperhatikan dengan seksama sehingga tidak menyulitkan pada saat pelaksanaan.

Dalam sambungan beton pracetak, terdapat 2 (dua) macam sambungan yang umum digunakan. Sambungan tersebut antara lain, sambungan kering (*dry connection*) dan sambungan basah (*wet connection*) sebagaimana berikut ini :

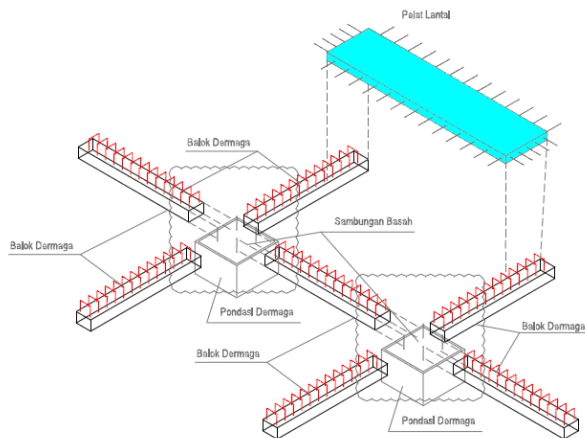
1. Sambungan kering (*dry connection*)
Sambungan kering menggunakan bantuan pelat besi sebagai penghubung antar komponen beton pracetak dan hubungan antara pelat besi dilakukan dengan baut atau dilas.



Gambar 2.5 Contoh Sambungan kering

2. Sambungan basah (wet connection)

Sambungan basah terdiri dari keluarnya besi tulangan dari bagian ujung komponen beton pracetak yang mana antar tulangan tersebut dihubungkan dengan panjang penyaluran. Kemudian pada bagian sambungan tersebut dilakukan pengecoran beton ditempat. Jenis sambungan ini dapat berfungsi baik untuk mengurangi penambahan tegangan yang terjadi akibat rangkai, susut dan perubahan temperatur.



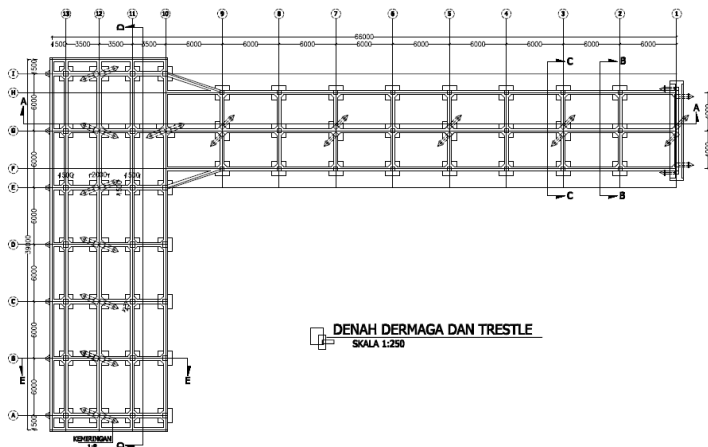
Gambar 2.6 Contoh Sambungan basah (*wet connection*)

BAB III METODOLOGI

3.1 Umum

Metodologi ini akan membahas cara perhitungan dan gambaran umum mengenai metode yang akan digunakan dalam penyelesaian Dermaga Kotabaru dari metode konvensional menjadi metode *precast*. Ukuran dermaga, elevasi dermaga, tata letak dermaga akan mengikuti perencanaan awal. Permodelan struktur pada dermaga ini akan menggunakan *software SAP2000*.

Perencanaan awal adalah dengan mengubah pelat lantai yang awalnya *two way slab* menjadi *one way slab*.



Gambar 3.1 Gambar perencanaan awal Dermaga

Pada perencanaan awal dermaga Kotabaru adalah sebagai berikut :

Dermaga

Panjang Balok utama : 6 m

Lebar Balok utama : 3.5 m

Dimensi balok : 450 x 700 mm

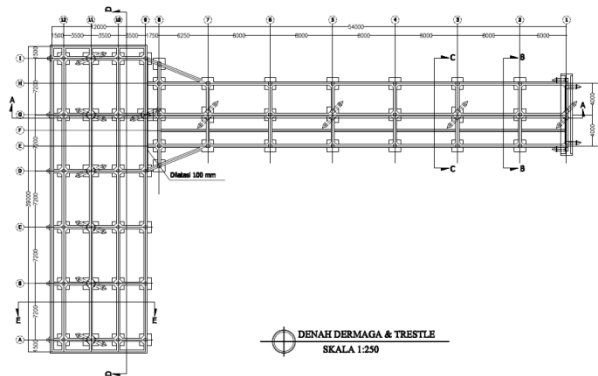
Poer : 2 x 1.5 m

Tiang Pancang : Square pile 45 x 45, L = 22 m
 Ukuran Dermaga : Panjang = 39 m ; Lebar Dermaga = 12 m
 Elevasi Dermaga : +2,5 LWS

Trestle
 Panjang Balok utama : 6 m
 Lebar Balok utama : 4 m
 Dimensi balok : 400 x 700 mm
 Poer : 1.5 x 1.5 m
 Tiang Pancang : Square pile 40 x 40, L = 16 m
 Ukuran Trestle : Panjang = 54 m ; Lebar Dermaga = 8 m

Dalam perencanaan awal dapat dilihat bahwa pelat direncanakan menggunakan *two way slab*. Padahal dalam pengangkatan struktur precast momen yang dominan bekerja adalah momen satu arah, sehingga digunakan pelat *one way slab* yang lebih tepat digunakan dalam pelaksanaan.

Tugas akhir ini akan mengubah struktur dermaga yang awalnya menggunakan sistem konvensional menjadi struktur precast. Perencanaan awal dari struktur dermaga yang akan diubah menjadi struktur precast adalah sebagai berikut :



Gambar 3.2 Gambar Rencana Modifikasi Dermaga dengan sistem precast

Dermaga	
Panjang Balok utama	: 7.2 m
Lebar Balok utama	: 3.5 m
Dimensi balok	: 450 x 700 mm
Poer	: 2 x 1.5 m
Tiang Pancang	: Square pile 45 x 45, L = 22 m
Ukuran Dermaga	: Panjang = 39 m ; Lebar
Dermaga = 12 m	
Elevasi Dermaga	: +2,5 LWS

Trestle	
Panjang Balok utama	: 8 m
Lebar Balok utama	: 4 m
Dimensi balok	: 400 x 700 mm
Poer	: 1.5 x 1.5 m
Tiang Pancang	: Square pile 40 x 40, L = 16 m
Ukuran Trestle	: Panjang = 54 m ; Lebar
Dermaga = 8 m	

Pada ujung trestle ditambahkan balok bagi agar pelat menjadi *one way slab*. Dimensi dari pelat tersebut adalah :

Panjang Balok arah x	: 6 m
Lebar Balok arah y	: 2 m
Dimensi balok	: 300 x 500 mm

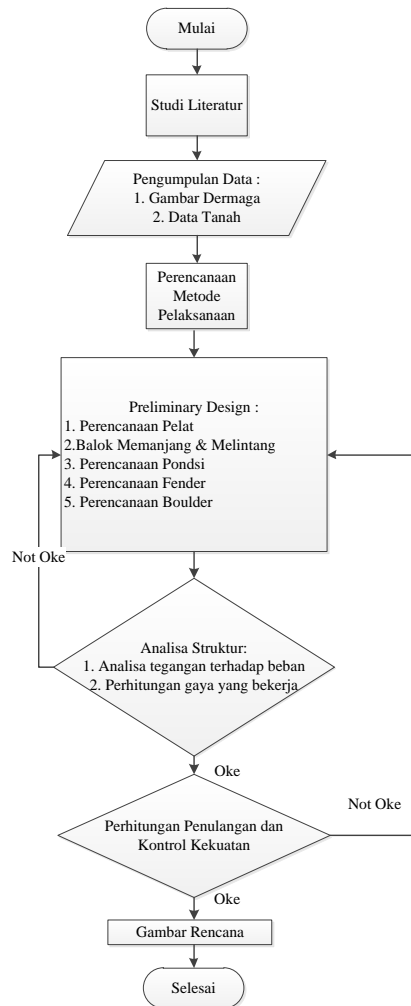
Pada perencanaan ini pelat yang semula menggunakan *two way slab* diubah menjadi *one way slab*. Dengan merubah pelat menjadi *one way slab* maka struktur dari dermaga dan trestle akan lebih ringan dibandingkan dengan *two way slab* pada dimensi yang sama.

Pelaksanaan menggunakan sistem *precast* terbukti memiliki banyak kelebihan dibandingkan dengan sistem konvensional. Beberapa kelebihan sistem *precast* dibandingkan dengan konvensional adalah sebagai berikut :

Pelaksanaan dengan cara konvensional	Pelaksanaan dengan sistem Precast
Kualitas beton sulit untuk dipantau karena terkendala aspek jarak pengiriman, material beton yang berubah ubah, atau bahkan human error.	Kualitas beton mudah dipantau di lokasi fabrikasi karena pihak yang berkaitan dapat mengecek langsung kualitas beton di lokasi.
Terlalu banyak bekisting yang digunakan, akan mempengaruhi faktor ekonomis dari proyek.	Bekisting menggunakan pelat, sehingga dapat digunakan berkali kali.

Dari beberapa hal diatas maka pelaksanaan pekerjaan menggunakan precast lebih baik digunakan daripada dengan sistem konvensional.

3.2 Bagan Metodologi



Gambar 3.3 Bagan Metodologi

3.3 Studi Literatur

Studi literatur dilakukan dengan membaca, mengambil beberapa data referensi, dan juga kesimpulan dari beberapa sumber seperti buku, jurnal, dan juga peraturan-peraturan yang dapat dipakai untuk tugas akhir ini. Adapun beberapa referensi yang digunakan dalam studi literatur tugas akhir terlampir pada Daftar Pustaka.

3.4 Pengumpulan Data

Pengumpulan data dalam perencanaan struktur dermaga ini digunakan untuk preliminary design, dan juga sebagai bahan pertimbangan untuk penentuan letak dermaga serta kemampuan layan dermaga itu sendiri.

Data dari dermaga eksisting adalah :

1. Data Bangunan

Nama Bangunan	: Dermaga PLTU Kota Baru
Struktur	: Struktur Beton Bertulang (<i>cast in place</i>)
Ukuran Dermaga	: Panjang = 39 m ; Lebar Dermaga = 12 m
Elevasi Dermaga	: +2,5 LWS
Mutu Beton	: K-300 ($f_c' = 25 \text{ MPa}$)
2. Data Kapal

Jenis Kapal	: Cargo Barge (Pengangkut Batu Bara)
Ukuran Kapal	: 270 ft x 70 ft x 16ft atau 82.3 m x 21.34 m x 4.88 m
Kapasitas	: 5450 DWT
3. Data Tanah (Terlampir)

Bangunan dermaga ini akan dimodifikasi menggunakan struktur beton pracetak (non prategang) dengan dimensi, area dermaga, dan kapal yang bertambat mengikuti dengan eksisting.

3.5 Metode Pelaksanaan

Metode pelaksanaan dalam perencanaan struktur precast sangat penting di rencanakan karena hasil perhitungan dan perencanaan akan sangat berpengaruh terhadap pelaksanaan di lapangan dan tercapainya desain yang sesuai dengan perencanaan.

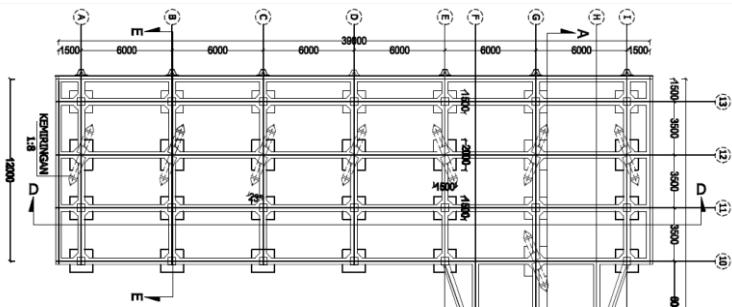
Desain awal dermaga PLTU Kotabaru adalah dengan menggunakan metode konvensional *cast in situ* pada struktur balok dan pelat dermaga, trestle, dolphin, dan pondasi. Umumnya metode konvensional akan lebih lama dalam pelaksanaannya dibandingkan dengan metode *precast*, mutu yang sulit terkontrol, *human error*, dan banyak lagi kekurangan metode konvensional dibandingkan dengan metode *precast*.

Dengan perencanan menggunakan metode *precast* akan memudahkan pelaksanaan dilapangan, mutu beton akan mudah terkontrol dengan baik di pabrik, relatif lebih cepat dibandingkan dengan metode konvensional, dan berbagai kelebihan lainnya dibandingkan dengan metode konvensional yang biasa dilakukan.

Struktur dermaga dan trestle yang mencakup pelat, balok, pile cap akan di desain sebagaimana berikut ini :

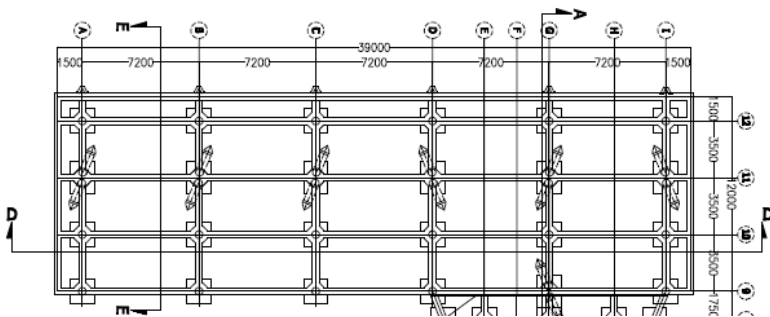
3.5.1 Perencanaan Pelat

Perencanaan awal pelat dermaga PLTU Kotabaru menggunakan metode konvensional dengan menggunakan beton bertulang yang dipasang dilapangan lalu dilakukan tahap pengecoran. Jarak antar balok pada dermaga adalah pada sisi y dibagi menjadi 6 m dan pada sisi x dibagi menjadi 3.5 m, pada perencanaan awal ini dapat dilihat bahwa pelat dermaga menggunakan *two way slab*. Gambar perencanaan awal dapat dilihat dibawah ini.



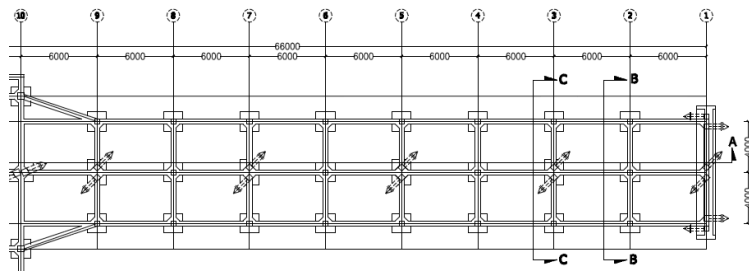
Gambar 3.4 Desain Awal Pelat Dermaga menggunakan two way slab

Dari gambar desain awal tersebut yang semula menggunakan *two way slab* akan diubah menjadi *one way slab*. Perubahan dari *two way slab* menjadi *one way slab* tentu akan mengubah jarak antar balok agar menjadi *one way slab* sesuai dengan modifikasi yang diinginkan. Perubahan tersebut dapat dilihat pada gambar 3.5, dimana pada sisi y jarak antar balok menjadi 7.2 m sedangkan pada sisi x tetap menjadi 3.5 m.

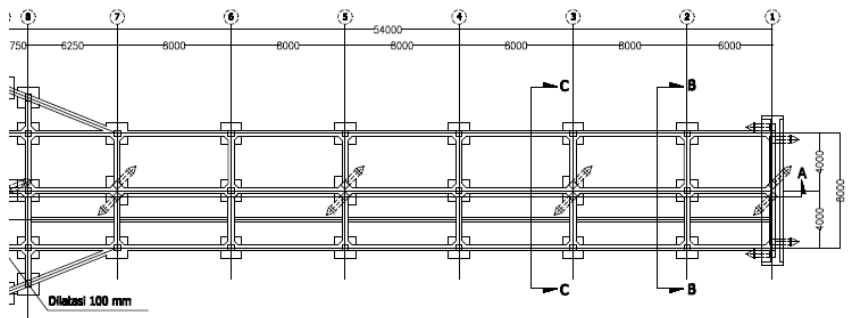


Gambar 3.5 Rencana Modifikasi Pelat Dermaga dengan perubahan jarak pelat menjadi 7.2 m, sehingga pelat menjadi one way slab

Sebagaimana perencanaan pelat dermaga diatas, hal yang sama dilakukan dengan pelat trestle yaitu dengan menjadikan pelat awal *two way slab* menjadi pelat *one way slab*. Perencanaan awal pelat trestle pada sisi x dibagi menjadi 6 m dan pada sisi x dibagi menjadi 4 m. Untuk mengubah menjadi *one way slab* maka dilakukan perbuahan perencanaan menjadi, pada sisi x dibagi menjadi 8 m dan sisi y tetap 4 m. Pada ujung trestle ditambah balok ukuran 30/50 yang memotong sisi x menjadi 2 m sehingga pelat trestle menjadi *one way slab*.



Gambar 3.6 Desain Awal Pelat Trestle menggunakan *two way slab*

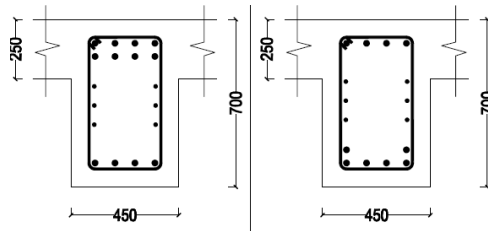


Gambar 3.7 Rencana Modifikasi Pelat Trestle dengan perubahan jarak pelat menjadi 8 m, sehingga pelat menjadi *one way slab*

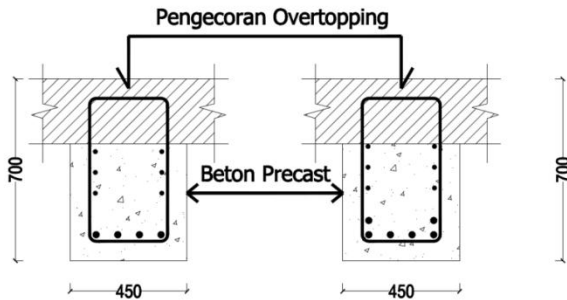
3.5.2 Perencanaan Balok

Pekerjaan dengan metode precast adalah saling berkaitan antara pekerjaan yang satu dengan yang lain. Pada perencanaan awal balok di desain monolit dengan pelat, sehingga perlu dirubah untuk menyesuaikan dengan perencanaan precast.

Balok harus sedemikian rupa dapat dengan mudah dipasang saat pelaksanaan. Untuk itu perencanaan awal dari balok precast pada dermaga ini adalah sebagai berikut:



Gambar 3.8 Perencanaan awal balok

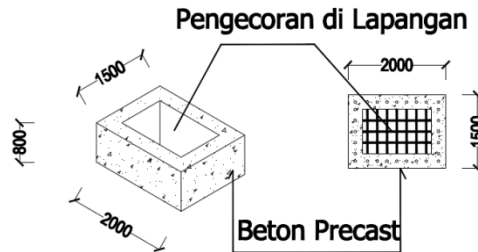


Gambar 3.9 Perencanaan balok *precast*

Pada gambar 3.9 balok precast nantinya akan dilakukan pengecoran *overtopping* bersama dengan pelat dermaga.

3.5.3 Perencanaan Poer

Perencanaan *poer* pada perencanaan precast adalah sebagai berikut :



Gambar 3.10 Perencanaan *poer* precast

Bagian tengah *poer* dibiarkan terbuka yang nantinya akan disambungkan dengan tiang pancang pada bagian bawah, dan bagian atas disambungkan dengan balok. Balok dapat dicor setelah tiang pancang telah masuk pada *poer*, tapi bagian *poer* harus diberi tulangan ekstra untuk menyambungkan balok dengan *poer*.

3.6 Preliminary Design

Didalam perencanaan ini digunakan desain elastis atau metode tegangan kerja dalam menentukan perencanaan struktur. Didalam metode tegangan kerja, suatu unsur struktur direncanakan sedemikian hingga tegangan yang diakibatkan oleh aksi dari beban kerja (*service load*) dan yang dihitung secara mekanika dari unsur – unsur yang elastis tidak melampaui suatu harga ijin yang ditetapkan, atau :

$$\delta \leq \delta_{ijin}$$

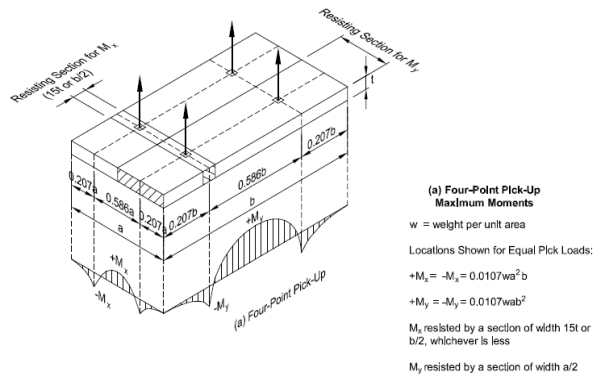
Penampang direncanakan dengan asumsi hubungan antara tegangan dan regangan linier, dimana baja pada kondisi tegangan kerja ($f_s = 0.7f_y$) dan beton tidak melebihi tegangan ijin ($f_b = 0.45f'_c$).

Setelah letak dermaga dan dimensi dermaga diketahui, langkah selanjutnya adalah dengan melakukan perhitungan dan analisa struktur dengan bantuan software SAP 2000. Perhitungan dan analisa struktur meliputi :

3.6.1 Pelat Dermaga dan Trestle

Pelat dermaga dan trestle dihitung berdasarkan 3 kondisi yaitu,

1. Kondisi saat pengangkatan sesuai PCI, dimana beban dominan yang terjadi adalah beban sendiri dan beban angkat.



Gambar 3.11 Kondisi Pelat saat Pengangkatan

2. Kondisi sebelum monolit

Pada kondisi monolit ini dibagi menjadi 2 keadaan, dimana:

 - a. Keadaan pertama saat pelat lantai telah menumpu pada balok. Pada keadaan ini pelat diasumsikan sebagai pelat yang terjepit elastis.
 - b. Keadaan kedua saat pelat lantai telah menumpu pada balok. Dan dituangkan beton cair (*overtopping*). Dimana beban yang dominan adalah

beban kerja dan berat topping itu sendiri. Pada keadaan ini pelat diasumsikan sebagai pelat yang terjepit elastis.

3. Kondisi monolit

Pada kondisi ini pelat telah menyatu menjadi satu kesatuan struktur. Beban – beban rencana telah masuk kedalam kondisi ini. Pada kondisi monolit pelat diasumsikan terjepit penuh terhadap sisi pelat lantai.

Setelah semua dihitung, dipilih dari kondisi diatas mana yang menerima beban terberat untuk dijadikan acuan perencanaan.

3.6.2 Balok Memanjang & Melintang

Dimensi balok memanjang dan melintang direncanakan sesuai dengan RSNI T-12-2004 pasal 9.2.1 dimana :

$$h \geq 165 + 0.06L \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

$$b = 2/3h \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

dimana :

L = panjang balok (mm)

h = tinggi balok (mm)

b = lebar balok (mm)

3.6.3 Perencanaan Pondasi

Dalam perencanaan pondasi untuk suatu konstruksi dapat digunakan beberapa macam tipe pondasi. Pemilihan tipe pondasi ini didasarkan atas:

- Fungsi bangunan atas yang akan dipikul oleh pondasi tersebut
- Besarnya beban dan beratnya bangunan atas
- Keadaan tanah dimana bangunan tersebut akan didirikan

Pemakaian tiang pancang digunakan untuk pondasi suatu bangunan bila tanah dasar di bawah bangunan tersebut tidak mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya atau bila tanah keras yang

mampu memikul berat bangunan dan bebannya letaknya sangat dalam.

Struktur pondasi direncanakan dengan menggunakan pondasi dalam, yaitu tiang pancang. Perhitungan kekuatan pondasi berdasarkan data tanah yang didapat dari tes sondir.

❖ **Jumlah tiang pancang yang diperlukan (n)**

$$n = \frac{\sum Pu}{P_{ijin}} \dots\dots\dots (3.3)$$

$$S \geq \frac{1,57(D)\min - 2D}{m + n - 2} \dots\dots\dots (3.4)$$

Efisiensi tiang

$$(\eta) = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \times m \times n} \dots\dots\dots (3.5)$$

Dimana,

$$\theta = \text{arc.tg} \left(\frac{D}{S} \right) \dots\dots\dots (3.6)$$

$P_{ult} = \text{Efisiensi tiang} \times P_u$ 1 tiang berdiri

❖ **Kontrol Kekuatan Tiang**

$P_{ult} \geq P_{\text{perlu}}$

$P_{\text{perlu}} = P_{\text{maks}}$

3.6.4 Perencanaan Fender

Perencanaan fender dilakukan dengan melakukan langkah – langkah sebagai berikut :

1. Menentukan energi benturan kapal.

2. Menentukan energi yang dapat diserap oleh dermaga (K). Energi tersebut sama dengan setengah gaya reaksi fender (F) dikalikan dengan defleksinya (d).

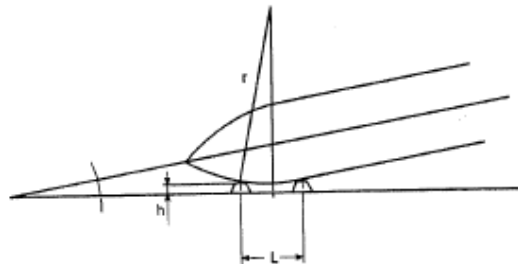
$$K = \frac{Fd}{2} \dots\dots\dots (3.7)$$

3. Energi yang diserap oleh fender adalah energi yang ditimbulkan oleh benturan kapal dikurangi energi yang diserap.
4. Memilih jenis fender yang mampu menyerap energi yang sudah dihitung diatas, sesuai yang dikeluarkan oleh produsen fender yang ada.
5. Menentukan jarak maksimum antara fender :

$$L = 2\sqrt{r^2 - (r-h)^2} \dots\dots\dots (3.8)$$

Dimana :

- L = jarak maksimum antara fender (m)
 r = jari – jari kelengkungan sisi haluan kapal (m)
 h = tinggi fender (m)



Gambar 3.12 Jarak antara fender

Jari – jari kelengkungan dapat dihitung seperti berikut ini :

Untuk kapal barang dengan bobot 500-50000 DWT :

$$\log r = -1,055 + 0,650 \log (\text{DWT}) \dots\dots\dots (3.9)$$

Untuk kapal tanker dengan bobot 500-200000 DWT :
 $\log r = -0,113 + 0,440 \log (DWT) \dots \dots \dots (3.10)$

3.6.5 Perencanaan Boulder

Kapal yang merapat di sepanjang dermaga akan berhenti sejajar dengan dermaga, dan agar kapal tidak bergerak saat tambat maka kapal harus diikat dengan tali yang dikaitkan pada bollard. Bollard di desain untuk mampu menahan gaya tarikan dari kapal. Dimensi bollard dan pengangkerannya pada dermaga harus direncanakan untuk mampu menahan gaya tersebut.

a) Gaya akibat angin

Angin yang mengenai badan kapal yang ditambatkan akan menyebabkan gerakan kapal yang bisa menimbulkan gaya pada dermaga. Apabila arah angin menuju dermaga, maka gaya tersebut berupa gaya benturan ke dermaga. Sebaliknya jika arahnya meninggalkan dermaga akan menyebabkan gaya tarikan kapal pada alat penambat. Besar gaya angin tergantung pada arah dan kecepatan hembus angin, dan dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

a. Gaya longitudinal apabila angin datang dari arah haluan ($\alpha=0^\circ$)

$$R_w = 0,42 Q_a A_w \dots \dots \dots (3.11)$$

Gaya longitudinal apabila angin datang dari arah buritan ($\alpha=180^\circ$)

$$R_w = 0,5 Q_a A_w \dots \dots \dots (3.12)$$

b. Gaya longitudinal apabila angin datang dari arah buritan ($\alpha=90^\circ$)

$$R_w = 1,1 Q_a A_w \dots \dots \dots (3.13)$$

Dimana :

$$Q_a = 0,063 V^2 \dots \dots \dots (3.14)$$

Dengan :

R_w = gaya akibat angin (kg)

Q_a = gaya akibat angin (kg/m^2)

V = kecepatan angin (m/d)

A_w = proyeksi bidang yang tertiuap angin (m^2)

b) Gaya akibat arus

Sama seperti angin, arus juga bekerja pada bagian kapal yang terendam air yang akan menyebabkan terjadinya gaya pada kapal yang kemudian diteruskan pada alat penambat dan dermaga. Beban arus dihitung berdasarkan SNI 1725-2016 pasal 9.4 sebagai berikut :

$$T_{EF} = 0,5C_D (Vs)^2 \times A_d \dots \dots \dots (3.15)$$

Dimana :

C_D = Koefisien seret = 0,7

V_s = Koefisien seret = 0,89 m/dt (data perencanaan awal)

A_d = Luas proyeksi bidang terkena beban (dalam hal ini adalah tiang pancang yang terkena beban arus)

A_d = Dia. Tiang x Tinggi tiang yang terkena air

Dalam perencanaan diatas juga perlu diperhatikan beban – beban yang bekerja pada struktur dermaga yang meliputi beban horisontal dan vertikal dan kombinasi keduanya.

1. Beban Vertikal

- Beban Mati

Beton Bertulang : 2,40 ton/m^3

Beton Rabat : 2,30 ton/m^3

Beton massif : 2,60 ton/m^3

Kayu : 1,03 ton/m^3

Baja : 7,85 ton/m^3

- Beban Hidup

Beban merata (UDL) $q : 8.0 (0.5 + 15/L) \text{ kPa}$

Beban garis (KEL) $p : 44 \text{ kN/m}$

Beban Terpusat (T) : 100 kN

2. Beban Horisontal

- Beban benturan kapal (berthing force)
- Beban tambatan kapal (mooring force)
- Beban gempa
- Beban angin

3. Beban Kombinasi

Persamaan beban kombinasi menurut *SNi 03-2847:2002* Metode Desain Alternatif adalah sebagai berikut:

$$U = 1DL \dots \dots \dots (3.16)$$

$$U = 1DL + 1LL + W \dots \dots \dots (3.17)$$

$$U = 1DL + 1LL + E \dots \dots \dots (3.18)$$

$$U = 1DL + 1W \dots \dots \dots (3.19)$$

$$U = 1DL + 1E \dots \dots \dots (3.20)$$

$$U = 1DL + 1LL + 1H \dots \dots \dots (3.21)$$

Dimana :

DL = Beban Mati

LL = Beban Hidup

W = Beban Angin

E = Beban Gempa

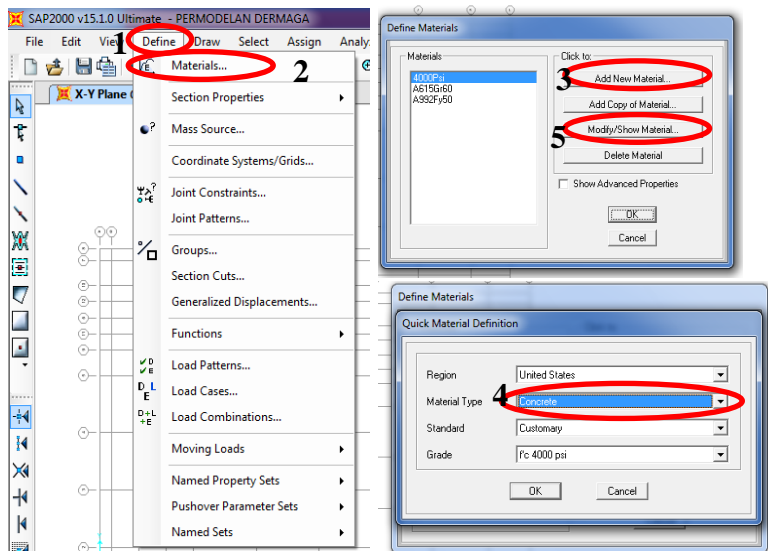
3.7 Analisa Struktur

Analisa Struktur dilakukan untuk mengetahui gaya dan momen – momen yang terjadi pada permodelan struktur. Pada tugas akhir ini analisa struktur akan menggunakan program bantu SAP 2000 yang akan memodelkan struktur dermaga PLTU Kotabaru.

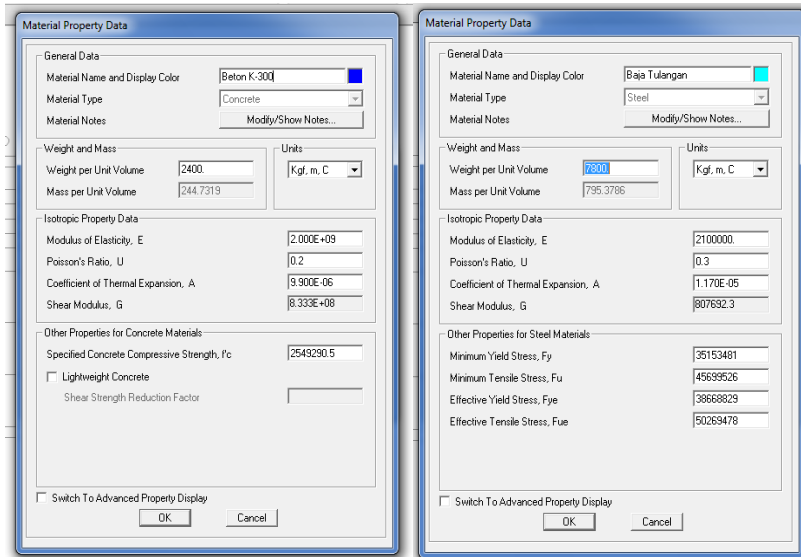
Permodelan awal dari struktur dermaga ini dapat dilakukan sebagaimana berikut ini :

3.7.1 Mendefinisikan Material

Langkah awal yang dapat dilakukan saat memasuki program SAP 2000v14 adalah mendefinisikan material yang akan digunakan. Material yang digunakan dalam perencanaan ini adalah beton dan baja. Langkah – langkah mendefinisikan material dalam SAP 2000 v14 adalah sebagai berikut :



Gambar 3.13 Mendefinisikan Material SAP2000v14



Gambar 3.14 Memasukkan data material SAP2000v14

Dari gambar diatas untuk memasukkan atau mendefinisikan material dalam program SAP2000v14 adalah :

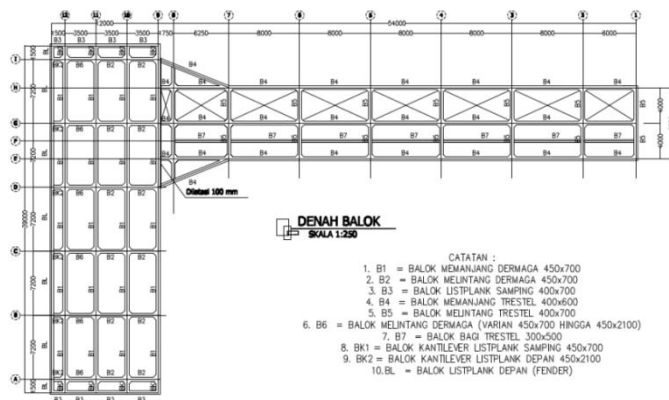
1. Pilih menu *Define* pada Toolbars yang ada pada SAP2000v14
2. Pilih menu *Material*
3. Pilih *Add New Material* untuk mendefinisikan material yang akan digunakan.
4. Setelah itu akan muncul *Quick Material Definition*, pilih *material type* yang akan digunakan, dalam tugas akhir ini material yang digunakan adalah beton dan baja, pilih *concrete*. Lakukan tahap no 4 untuk mendefinisikan baja, pilih *steel*. Dalam program SAP 2000 terdapat beberapa material yang bisa digunakan dalam perencanaan, tergantung dari material apa saja yang akan digunakan dalam perencanaan.

- Setelah itu pilih *Modify/Show Material*, maka akan keluar tabel *Material Property Data*. Isi data sesuai dengan data perencanaan yang akan dilakukan. Jangan lupa untuk merubah *Units* yang ada.

3.7.2 Mendefinisikan Dimensi Balok & Permodelan Balok

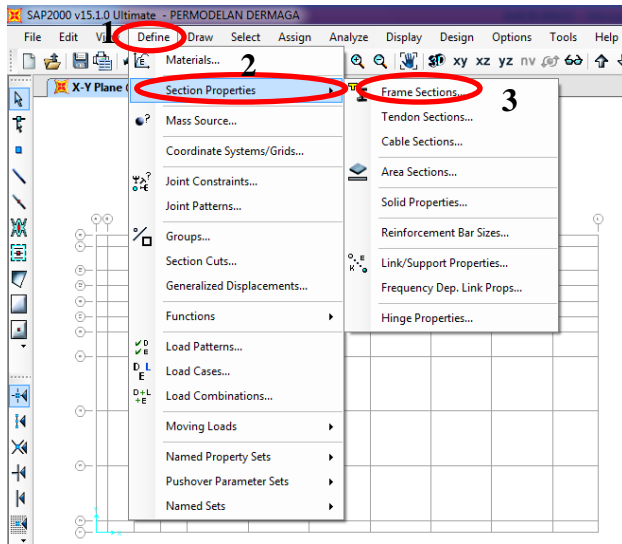
Setelah melakukan *Define Material*, langkah selanjutnya yang dapat dilakukan adalah menggambarkan dimensi balok yang akan digunakan dalam perencanaan. Perencanaan awal dimensi balok adalah sebagai berikut :

- B1 = Balok Memanjang Dermaga 450x700
- B2 = Balok Melintang Dermaga 450x700
- B3 = Balok Listplank Samping 400x700
- B4 = Balok Memanjang Trestel 400x600
- B5 = Balok Melintang Trestel 400x700
- B6 = Balok Melintang Dermaga (Varian 450x700 Hingga 450x2100)
- B7 = Balok Bagi Trestel 300x500
- Bk1 = Balok Kantilever Listplank Samping 450x700
- Bk2 = Balok Kantilever Listplank Depan 450x2100
- Bl = Balok Listplank Depan (Fender)

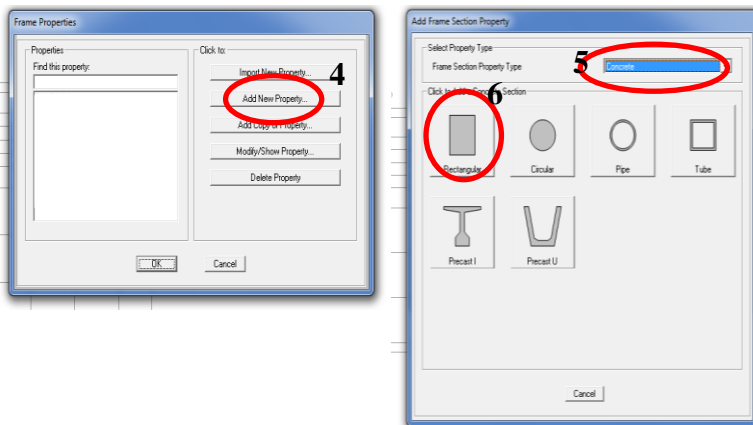


Gambar 3.15 Modifikasi denah Balok Dermaga & Trestle

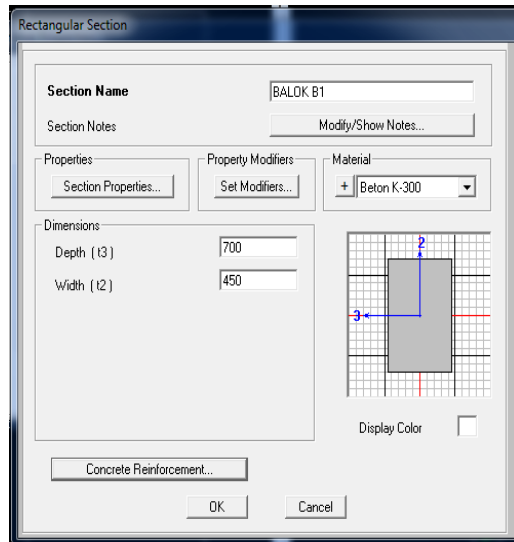
Langkah – langkah mendefinisikan balok dalam SAP 2000 v14 adalah sebagai berikut :



Gambar 3.16 Mendefinisikan Balok SAP2000v14



Gambar 3.17 Memilih Frame Balok SAP2000v14

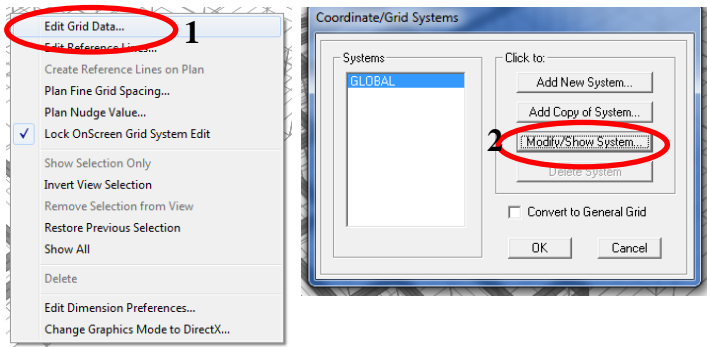


Gambar 3.18 Input Data Balok SAP2000v14

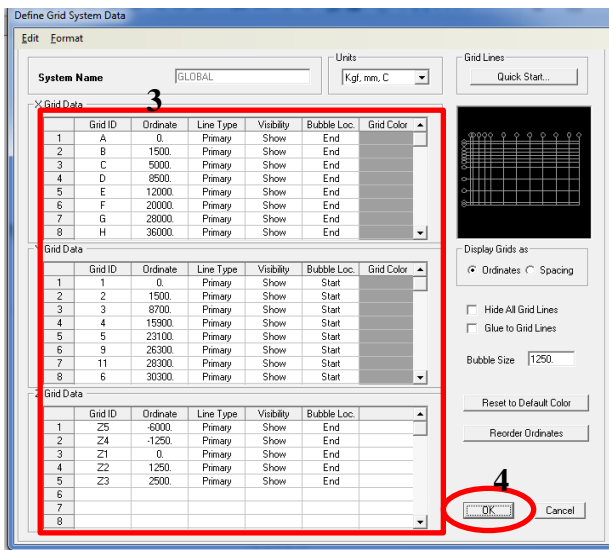
Dari penjelasan diatas untuk memasukkan data balok yang akan digunakan adalah sebagai berikut :

1. Pilih Menu *Define* pada Toolbars yang tersedia pada SAP2000
2. Pilih *Section Properties*
3. Pilih *Frame Section*
4. Pilih *Add New Property* pada Frame Properties
5. Pada *Frame Section Property Type* pilih *Concrete*
6. Pilih Bentuk *Rectangular* pada gambar
7. Isikan data yang direncanakan seperti gambar 3.15.
8. Ulangi langkah 4 – 7 untuk balok yang lainnya.

Setelah semua hal diatas selesai dilakukan, langkah selanjutnya adalah melakukan permodelan Struktur. Permodelan struktur balok dapat dilakukan sebagaimana berikut ini :



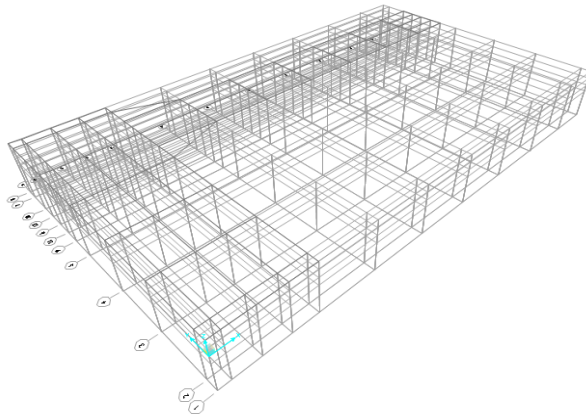
Gambar 3.19 Edit Grid Permodelan pada SAP2000v14



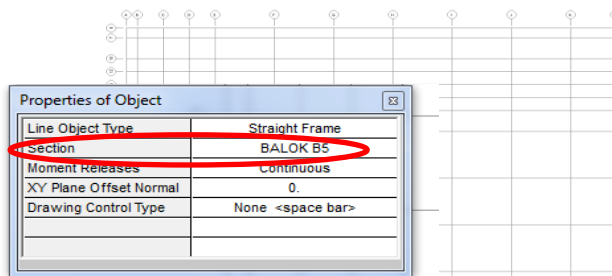
Gambar 3.20 Memasukkan ukuran as-gambar pada SAP2000v14

Untuk melakukan permodelan langkah awal yang dapat dilakukan adalah membuat *grid* atau semacam garis *As-gambar* yang memudahkan saat melakukan permodelan. Membuat grid dapat dilakukan sebagaimana berikut :

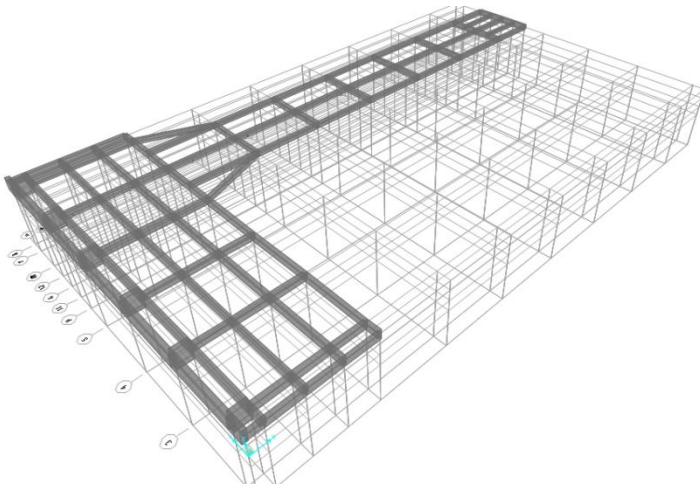
1. Klik kanan pada *mouse* lalu pilih *Edit Grid Data*
2. Pilih *Modify/Show System*
3. Maka akan keluar tabel yang harus diisi data sesuai dengan gambar rencana yang dibuat. Jika sudah lalu pilih ok.



Gambar 3.21 Grid yang telah selesai di input



Gambar 3.22 Melakukan Permodelan SAP2000



Gambar 3.23 Hasil Permodelan Balok

Setelah langkah ke-3 maka akan muncul seperti gambar 3.21. Yang harus dilakukan adalah melakukan penggambaran sesuai gambar rencana. Permodelan dapat dilakukan sebagaimana berikut ini :

1. Pilih *Draw Frame Cable* pada toolbar
2. Maka akan keluar kotak *Properties of Object*. Sebelum menarik garis yang nantinya akan digambar, terlebih dahulu pada *Section* pilih dimensi yang sesuai dengan rencana. Gambar 3.22.
3. Setelah itu gambar pada grid yang telah dibuat sebelumnya sesuai dengan dimensi rencana pada gambar.
4. Setelah semua garis selesai terbentuk maka permodelan balok seperti pada gambar 3.23.

3.8 Perhitungan Penulangan dan Kontrol Kekuatan

Kontrol stabilitas struktur ini bertujuan untuk mengetahui apakah perhitungan struktur dan permodelan struktur yang telah dilakukan dapat memenuhi syarat pembebanan yang telah diasumsikan di awal.

Jika tidak memenuhi maka dilakukan perhitungan ulang hingga syarat – syarat pembebanan terpenuhi dan struktur dermaga mampu melayani beban yang terjadi pada struktur dermaga ini.

Perhitungan penulangan dihitung dengan mengikuti peraturan yang ada. Dalam perhitungan penulangan juga diperlukan kontrol untuk menjamin perilaku struktur yang memadai pada kondisi beban kerja. Kontrol meliputi kontrol terhadap retak dan lendutan.

3.9 Gambar Rencana

Setelah semua perhitungan selesai dilakukan, maka selanjutnya dilakukan penggambaran dengan bantuan software Auto Cad. Gambar yang disajikan harus mudah dipahami dan dapat dikerjakan di lapangan.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IV

PERENCANAAN METODE PELAKSANAAN

4.1 Umum

Pada setiap perencanaan bangunan penting juga ditinjau tentang metode pelaksanaan yang akan digunakan agar tercapainya bangunan yang sesuai dengan gambar perencanaan. Tahap pelaksanaan harus direncanakan sedemikian rupa agar kesalahan dilapangan dapat diminimalisir.

Khusus pada perencanaan menggunakan sistim *precast* maka perencanaan dan metode pelaksanaan akan sangat berkaitan, hal ini dikarenakan saat mendesain sebuah bangunan dengan menggunakan sistem *precast* juga harus direncanakan sedemikian rupa agar dapat dilaksanakan baik itu untuk pengangkatan, pekerjaan pengecoran untuk pelat lantai, sambungan antara struktur, dll.

Pekerjaan yang akan dilakukan dalam pelaksanaan dermaga ini meliputi :

1. Pekerjaan Persiapan
2. Pekerjaan Pondasi
3. Pekerjaan Fabrikasi Balok & Pelat *precast*
4. Pekerjaan Pemasangan Balok & Pelat *precast*
5. Pemasangan Asesoris Dermaga
6. Alat Berat yang digunakan

4.2 Pekerjaan Persiapan

Sebelum semua pekerjaan dilakukan maka harus dibuat rencana site plan yang meliputi :

- Letak fabrikasi dan penumpukan material – material yang diperlukan untuk proyek seperti : tiang pancang, balok *precast*, pelat *precast*, pasir, besi, kayu bekisting, dll.
- Letak bangunan kantor untuk proyek.
- Pengukuran untuk posisi tiang pancang, penentuan *as poer*, dll.

- Penyelidikan tanah.

Semua hal – hal yang berkaitan dengan pekerjaan persiapan harus dilakukan dengan baik karena akan berpengaruh pada hasil dari pekerjaan – pekerjaan selanjutnya.

4.3 Pekerjaan Pondasi

Perencanaan dermaga menggunakan pondasi tiang pancang dengan menggunakan tiang pancang beton. Urutan pekerjaan pondasi untuk dermaga ini adalah sebagai berikut :

1. Pemancangan tiang pancang
2. Pekerjaan *Poer*

4.3.1 Pemancangan Tiang Pancang

Beberapa urutan pekerjaan tiang pancang yang akan dilakukan adalah sebagai berikut :

1. Mobilisasi Tiang Pancang

Tiang Pancang diangkut menggunakan trailer. Pengangkutan harus dilakukan dengan aman dan tanpa merusak tiang pancang yang akan digunakan.

2. Pengangkatan dan Penempatan di Lapangan

Setelah trailer datang di lokasi maka tiang pancang harus segera diturunkan dan ditempatkan di storage yang sudah ditentukan. Storage harus dalam kondisi yang baik dan tidak merusak tiang pancang.

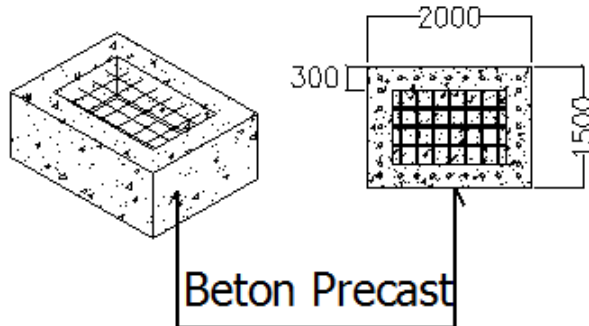
3. Pemancangan

Pada pemancangan dermaga ini menggunakan alat pancang dengan Hammer gantung, menggunakan crawler crane. Karena pemancangan dilakukan di atas air crawler crane ditempatkan diatas kapal ponton agar dapat dilakukan pemancangan sesuai dengan gambar rencana.

Dalam pelaksanaannya, pemancangan harus selalu diawasi oleh tim surveyor agar titik pancang dan *plumbnessnya* sesuai dengan perencanaan.

4.3.2 Pekerjaan Poer

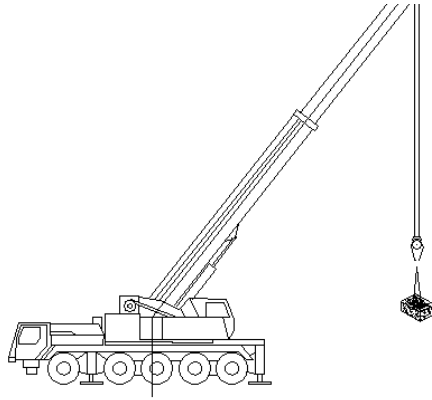
Pondasi dimodifikasi menggunakan beton *precast*. Perencanaan pondasi menyerupai bak, dimana bagian tengah dibiarkan terbuka dan dinding dilakukan pengecoran. Rencana pondasi dapat dilihat pada gambar 4.1.



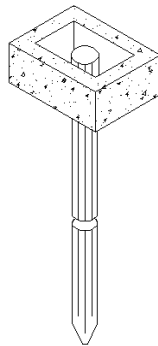
Gambar 4.1 Modifikasi Pondasi *precast*

Urutan pekerjaan Poer dapat dibagi menjadi 2 yaitu:

1. Pekerjaan Fabrikasi
Fabrikasi dikerjakan di pabrik sesuai dengan spesifikasi yang telah direncanakan.
2. Pekerjaan Perawatan
Setelah dilakukan fabrikasi, dilakukan perawatan berupa *curing* selama 7 hari. Dalam masa perawatan beton harus selalu diawasi hingga nantinya siap untuk dilakukan pemasangan.
3. Pekerjaan Pemasangan
Pemasangan pondasi dilakukan dengan mengangkat pondasi yang telah di fabrikasi ke atas tiang pancang yang telah terpancang. Selanjutnya dilakukan instalasi antara tiang pancang dan poer sehingga menjadi satu kesatuan utuh.



Gambar 4.2 Pengangkatan Pondasi *precast*



Gambar 4.3 Pondasi dan Tiang pancang yang telah terpasang.

4. Pekerjaan *overtopping*

Pekerjaan *overtopping* dilakukan setelah pondasi terpasang pada tiang pancang.

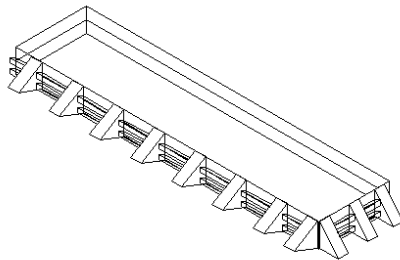
4.4 Pekerjaan Fabrikasi Balok dan Pelat *precast*

Pekerjaan fabrikasi balok dan pelat dilakukan di pabrik yang memproduksi beton *precast*. Pengecoran dilakukan dengan mutu beton sesuai dengan desain.

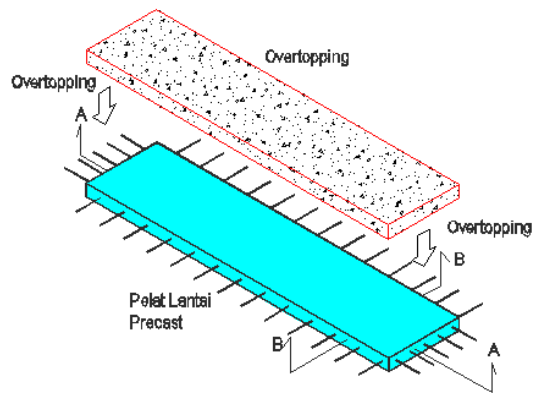
Pengecoran balok beton dan pelat beton menggunakan sistem *half slab precast* dimana ada bagian yang dibiarkan tidak dicor terlebih dahulu, untuk selanjutnya akan dilakukan *overtopping* setelah semua bagian dermaga terpasang.

Urutan pelaksanaan pekerjaan fabrikasi dapat dilaksanakan seperti urutan di bawah ini :

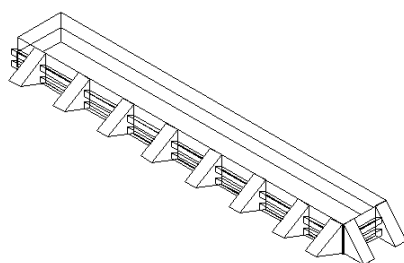
1. Instalasi tulangan dengan jarak, dimensi dan ukuran tulangan yang sesuai dengan desain rencana. Instalasi dilakukan sama seperti perakitan tulangan pada umumnya. Dan dipasang tulangan angkat pada titik yang telah didesain sebelumnya.
2. Setelah instalasi, dilakukan pemasangan bekisting yang sudah ditentukan dimensinya.
3. Pekerjaan selanjutnya adalah dilakukan pengecoran sesuai dengan mutu beton rencana dan dimensi yang direncanakan.
4. Setelah semua elemen *precast* selesai di cor, langkah selanjutnya adalah perawatan beton dengan cara di *curing* selama 7 hari.



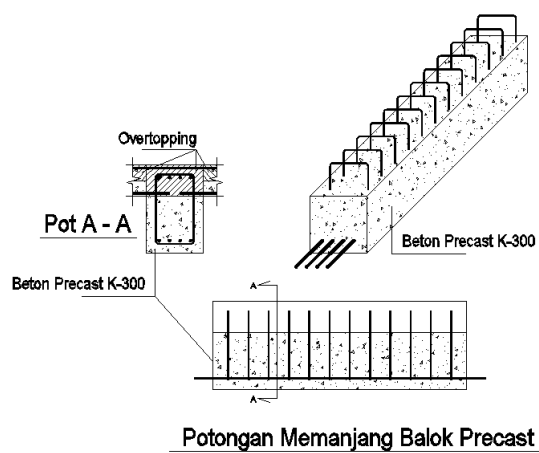
Gambar 4.4 Sketsa Bekisting pelat



Gambar 4.5 Modifikasi pelat lantai



Gambar 4.6 Sketsa Bekisting balok



Gambar 4.7 Modifikasi balok precast

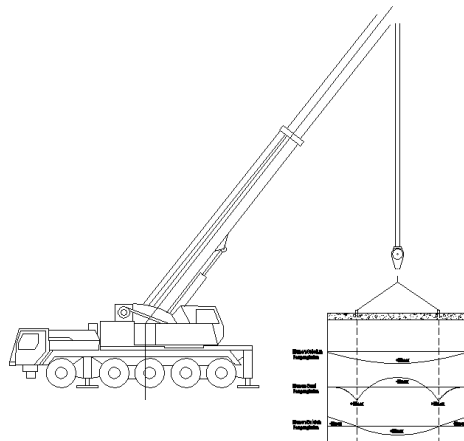
4.5 Pekerjaan Pemasangan Balok & Pelat *precast*

Setelah pekerjaan fabrikasi beton *precast* selesai dikerjakan dan telah mencapai umur rencana, langkah selanjutnya adalah melakukan pekerjaan pemasangan struktur beton *precast*.

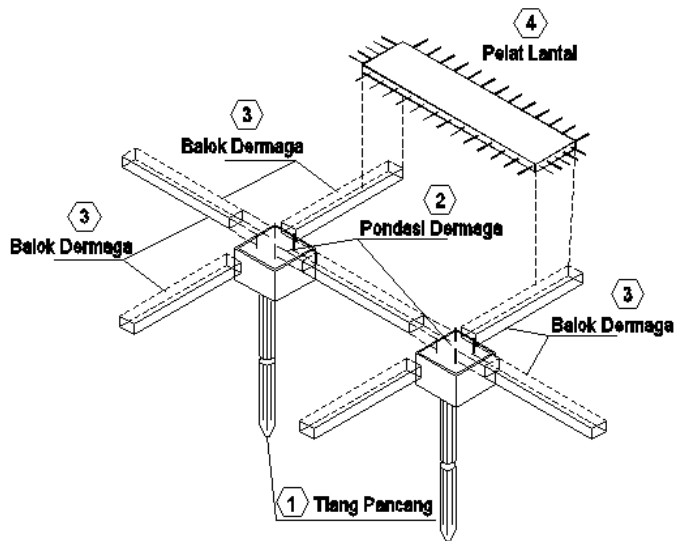
Pemasangan balok dan pelat *precast* harus sesuai dengan gambar yang direncanakan. Perlu diperhatikan juga, pengangkatan beton *precast* harus sesuai dengan titik angkat yang telah difabrikasi.

Urutan pelaksanaan pekerjaan pemasangan dapat dilaksanakan seperti urutan di bawah ini :

1. Pengangkatan elemen *precast* menggunakan alat berat, pengangkatan harus sesuai dengan titik angkat yang telah ada.
2. Balok diletakkan diatas pondasi yang telah dikerjakan sebelumnya.
3. Setelah semua elemen balok *precast* terpasang, pelat lantai dipasang sesuai dengan tipe pelat pada gambar.
4. Dipasang tulangan atas pada elemen balok dan pelat lantai sesuai dengan gambar rencana.
5. Setelah semua terpasang dan semua angkur dari asesoris dermaga terpasang, selanjutnya dilakukan pengecoran *overtonning*.



Gambar 4.8 Pengangkatan elemen *precast*



Gambar 4.9 Urutan pemasangan elemen *precast*

4.6 Pemasangan Asesoris Dermaga

Pekerjaan pemasangan asesoris dermaga berkaitan dengan proses pengecoran pada elemen *precast*. Maka saat pengecoran struktur dermaga dilakukan, terlebih dahulu disiapkan lahan untuk pemasangan angkur. Angkur tersebut di cor bersamaan dengan pengecoran *overtopping*.

Setelah pengecoran baru dilakukan pemasangan asesoris dermaga seperti *bollard* dan *fender*.

4.7 Alat Berat yang Digunakan

Alat Berat yang digunakan berupa crane dari produk Liebherr dengan kapasitas maksimal 50 ton dengan jangkauan maksimal 54 m.

BAB V

PRELIMINARY DESIGN

5.1 Data Perencanaan

Sebelum perhitungan preliminary design, perlu diketahui terlebih dahulu data perencanaan dan beban – beban yang diterima oleh struktur dermaga. Pada perencanaan dermaga PLTU Kotabaru dimodifikasi menggunakan beton pracetak sebagaimana berikut ini :

- Nama Bangunan : Dermaga PLTU Kotabaru
- Jenis Dermaga : Dermaga Batubara
- Dimensi Dermaga : Panjang = 39 m
Lebar = 12 m
- Dimensi Trestle : Panjang = 54 m
Lebar = 8 m
- Mutu Beton (f'_c) : 25 MPa
- Mutu Baja Tulangan : $\phi > 12 \text{ mm} = 390 \text{ MPa}$
 $\phi \leq 12 \text{ mm} = 240 \text{ MPa}$
- Struktur Beton : Pracetak (*precast*)
- Dimensi Kapal : 5480 DWT
Panjang = 82.3 m
Lebar = 21.34 m
Tinggi = 4.88 m
- Berat Jenis Beton : 2400 kg/m^3
- Berat Jenis Baja : 7850 kg/m^3

5.2 Perencanaan Dimensi Pelat Lantai

Modifikasi pada pelat lantai direncanakan menggunakan *half slab precast*. Dimana pada lapisan atas akan dilakukan *overtopping* dan lapisan bawah akan dilakukan fabrikasi *precast*. Perencanaan tebal pelat lantai kendaraan berdasarkan RSNI T-12-2004 pasal 5.5.2, untuk tebal minimum pelat lantai harus memenuhi dua ketentuan, yaitu :

- Tebal Pelat Lantai Dermaga
 $t_s \geq 200 \text{ mm}$

$$t_s \geq (100 + 40l) \text{ mm}$$

dimana l adalah jarak antar balok memanjang dermaga sebesar 3.5 m

$$t_s = (100 + 40 \times 3.5) \text{ mm}$$

$t_s = 240 \text{ mm}$, direncanakan tebal pelat = 300 mm

○ Tebal Pelat Lantai Trestle

$$t_s \geq 200 \text{ mm}$$

$$t_s \geq (100 + 40l) \text{ mm}$$

dimana l adalah jarak antar balok memanjang trestle sebesar 2 m

$$t_s = (100 + 40 \times 2) \text{ mm}$$

$t_s = 180 \text{ mm}$, direncanakan tebal pelat = 300 mm

Maka direncanakan tebal pelat lantai dermaga dan pelat lantai trestle sebesar 300 mm. Dengan pembagian 150 mm akan dilakukan fabrikasi *precast*, dan lapisan atas akan dilakukan pengecoran akhir atau *overtopping* saat pelat lantai telah diletakkan sesuai perencanaan. Perencanaan dimensi dapat dilihat pada gambar 5.1.



Gambar 5.1 Modifikasi Pelat Lantai

5.3 Perencanaan Dimensi Balok Memanjang & Balok Melintang

Balok memanjang dan melintang dimodifikasi menggunakan beton *precast*. Dimensi balok dermaga dan trestle mengikuti peraturan RSNI T-12-2004 pasal 9.2.1 sebagaimana berikut ini :

$$h \geq 165 + 0.06L$$

dimana :

L = panjang balok (mm)

h = tinggi balok (mm)

Perencanaan Balok B1

L = 7200 mm

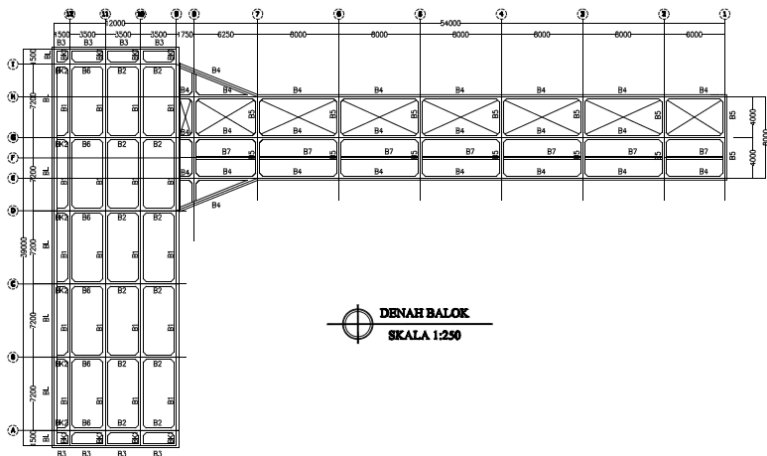
$$h \geq 165 + 0.06 (7200)$$

$$h = 597 \text{ mm} \approx 700 \text{ mm}$$

$$b = 2/3h = 2/3 (700)$$

$$b = 398 \text{ mm} \approx 450 \text{ mm}$$

Denah modifikasi balok pada dermaga dan trestle ditunjukkan pada gambar 5.2.



Gambar 5.2 Denah Modifikasi Balok

Pada denah diatas dapat dikelompokkan tipe – tipe balok sesuai dengan penempatan balok dermaga dan trestle. Panjang masing – masing balok dermaga dan trestle, serta dimensi hasil perhitungan ditampilkan pada tabel 5.1 berikut ini :

Tabel 5.1 Dimensi Balok yang Digunakan

Balok	L (m)	h (mm)	b = 2/3h (mm)	Balok yang dipakai (mm)	
				b	h
B1	7.2	597	398	450	700
B2	3.5	375	250	450	700
B3	3.5	375	250	400	700
B4	8	645	430	450	700
B5	4	405	270	400	700
B6 Varian	3.5	375	250	450	700
B7	8	645	430	450	700
BK1	1.5	255	170	450	700
BK2	1.5	255	170	450	2100
BL	7.2	597	398	450	2100

Kontrol Kelangsingan

Kontrol kelangsingan balok menggunakan rumus :

$$\frac{L_t}{B_{\text{eff}}} \leq 240 \frac{B_{\text{eff}}}{h}$$

Dimana :

L_t = Panjang balok (mm)B_{eff} = Lebar Balok

h = Tinggi balok (mm)

Tabel 5.2 Kontrol Kelangsingan

Balok	L _t (mm)	B _{eff} (mm)	h (mm)	L _t / B _{eff}	≤	240 B _{eff} /h	
B1	7200	450	700	16	≤	154.286	OK
B2	3500	450	700	7.778	≤	154.286	OK
B3	3500	400	700	8.750	≤	137.143	OK
B4	8000	450	700	17.778	≤	154.286	OK
B5	4000	400	700	10	≤	137.143	OK

B6 Varian	3500	450	700	7.778	≤	154.286	OK
B7	8000	450	700	17.778	≤	154.286	OK
BK1	1500	450	700	3.333	≤	154.286	OK
BK2	1500	450	2100	3.333	≤	51.429	OK
BL	7200	450	2100	16	≤	51.429	OK

5.4 Perencanaan Boulder

Perencanaan Boulder dermaga dihitung berdasarkan gaya *mooring* atau *mooring force* yang dominan diterima oleh boulder. Boulder direncanakan harus dapat menahan kapal yang sedang sandar baik itu bongkar ataupun muat. *Mooring force* terjadi akibat beban angin dan juga arus yang ada di dermaga yang menyebabkan gaya tarikan pada dermaga.

Pada perencanaan boulder atau alat penambat kapal diperlukan data kapal yang akan digunakan untuk tambat yaitu :

- Bobot Kapal : 5480 DWT
- Panjang Kapal : 82.3 m
- Lebar Kapal : 21.34 m
- Tinggi Kapal : 4.88 m
- Barge yang terendam : 3.88 m
- Kecepatan Angin : 120 km/jam
: 33.33 m/det
- Kecepatan Arus : 7.50 m/det

Dari data diatas dihitung beban – beban apa saja yang akan diterima oleh boulder, yang nantinya akan diketahui dimensi boulder yang akan digunakan.

5.4.1 Beban Angin

Beban angin dihitung menggunakan rumus :

$$Q_{\text{Angin}} = 0.063 \times V^2$$

$$Q_{\text{Angin}} = 0.063 \times 33.33^2 = 70 \text{ kg/m}^2$$

$$A_w = P \times (H-h)$$

Dimana :

$$A_w = \text{Luasan Kapal yang tertiuip Angin (m}^2\text{)}$$

$$P = \text{Panjang Kapal (m)}$$

$$H = \text{Tinggi Kapal (m)}$$

$$h = \text{Tinggi Barge yang terendam air (m)}$$

maka,

$$\begin{aligned} A_w &= 82.3 \times (4.88-3.88) \\ &= 82.3 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Beban Angin (R_w)

$$\begin{aligned} R_w &= 1.1 \times Q_{\text{Angin}} \times A_w \\ &= 1.1 \times 70 \times 82.3 \\ &= 6337.1 \text{ kg} \\ &= 6.34 \text{ ton} \end{aligned}$$

Beban Angin yang diterima Boulder sebesar 6.34 ton

5.4.2 Beban Arus

Perhitungan beban arus direncanakan dengan :

$$\begin{aligned} S &= L \times h \\ &= 21.34 \times 3.88 \\ &= 82.80 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Dimana,

$$S = \text{Luasan Kapal yang terendam air (m}^2\text{)}$$

$$L = \text{Lebar Kapal (m)}$$

$$h = \text{Tinggi Barge yang terendam air (m)}$$

Kerapatan Massa air laut (ρ)

$$\rho_{\text{air Laut}} = 1025 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Gravitasi} = 9.8 \text{ m/det}^2$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{\rho_{\text{air Laut}}}{g} \\ &= \frac{1025}{9.8} \\ &= 104.59 \text{ kg.dt}^2/\text{m}^4 \end{aligned}$$

Beban Arus (R_a)

$$\begin{aligned} R_a &= 0.14 \times \rho \times V_{\text{Arus}}^2 \times S \\ &= 0.14 \times 104.59 \times 7.5^2 \times 82.80 \\ &= 68198.448 \text{ kg} \\ &= 68.20 \text{ ton} \end{aligned}$$

Beban Arus yang diterima Boulder sebesar 68.20 ton

5.4.3 Resultan Gaya

Resultan gaya dihitung menggunakan rumus :

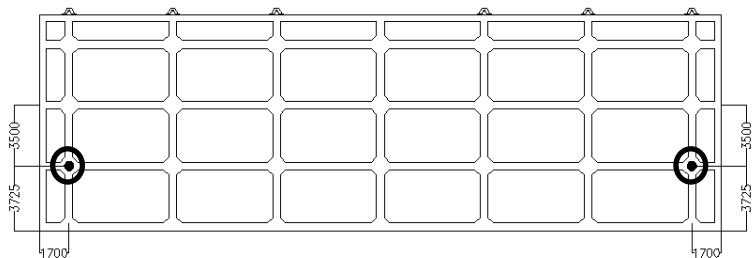
$$\begin{aligned} R_r &= \sqrt{R_w^2 + R_a^2} \\ &= \sqrt{6.34^2 + 68.20^2} \\ &= 68.49 \text{ ton} \end{aligned}$$

Direncanakan digunakan 2 boulder pada dermaga dan 2 boulder pada dolphin, sehingga:

$$\frac{R_r}{\text{Jumlah Boulder}} = \frac{68.49}{4} = 17,12 \text{ ton}$$

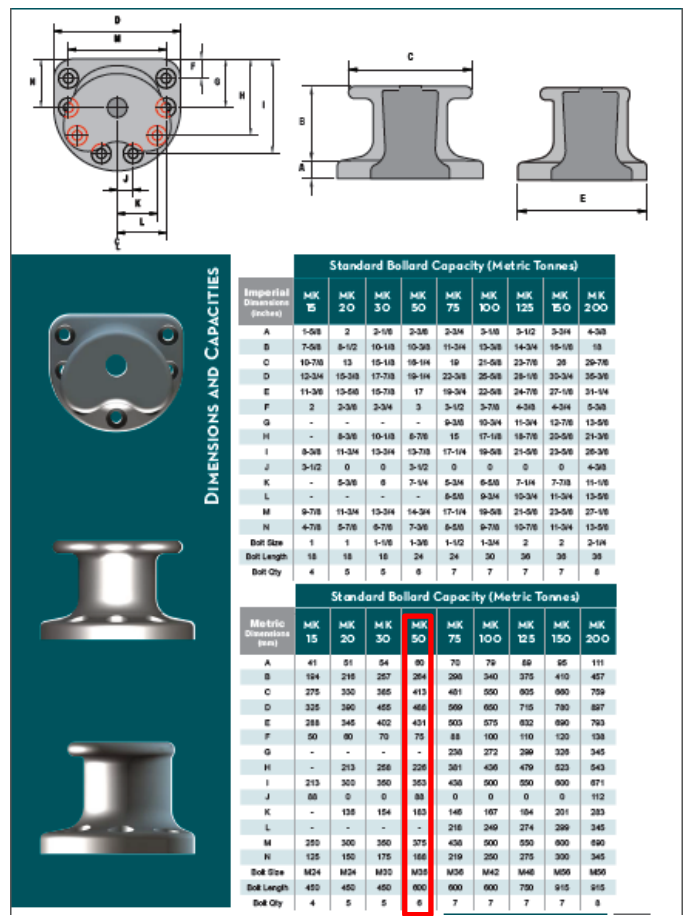
Jadi untuk masing – masing boulder menerima gaya sebesar 17,12 ton. Maka digunakan boulder dengan kapasitas 50 ton sebanyak 2 buah.

Boulder ditempatkan pada dermaga seperti gambar 5.3 dibawah ini.



Gambar 5.3 Denah Penempatan Boulder

Boulder yang dipakai sesuai dengan katalog *Maritime International Bollard* sebagaimana pada gambar 5.4



Gambar 5.4 Boulder yang digunakan pada Dermaga

5.5 Perencanaan Fender

Perencanaan Fender dermaga dihitung berdasarkan energi sandar kapal atau *berthing force* yang dominan diterima oleh fender. Energi sandar kapal (*berthing force*) dihitung sebagaimana dibawah ini.

5.5.1 Energi Sandar Kapal (*Berthing Force*)

Data perencanaan :

Bobot Kapal	: 5480 DWT
Panjang Kapal (P)	: 82.3 m
Lebar Kapal (L)	: 21.34 m
Tinggi Kapal (H)	: 4.88 m
Barge terendam air (h)	: 3.88 m
Kecepatan Angin	: 120 km/jam
	: 33.33 m/det
Berat Jenis Air Laut	: 1025 kg/m ³
Bagian terkena angin	: 82.3 m
Bagian terkena air	: 82.80 m ²

Kecepatan merapat kapal berdasarkan tabel 5.3 dari *Bridgestone Marine Fender Manual*. Karena kapasitas kapal dibawah 10000 DWT, maka kecepatan merapat kapal diambil sebesar 0.20 m/det

Tabel 5.3 Kecepatan Merapat Kapal

Size of vessel (DWT)	Actual speed (m/sec)	Design speed (m/sec)
Under 10,000 tons	0.1 ~ 0.30	0.20
10,000 ~ 50,000 tons	0.1 ~ 0.20	0.15
Over 50,000 tons	0.1 ~ 0.15	0.15

Menghitung Panjang garis Air (L_{pp})

$$\begin{aligned}
 L_{pp} &= 0.852 \times P^{1.0201} \\
 &= 0.852 \times 82.3^{1.0201} \\
 &= 76.62 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Koefisien Blok (Cb)

$$C_b = \frac{W}{L_{pp} \times L \times h \times \rho_{\text{air laut}}}$$

Dimana :

W = Bobot kapal (ton)

L_{pp} = Panjang garis air (m)

L = Lebar kapal (m)

h = Tinggi bagian kapal terendam air (m)

$\rho_{\text{air laut}}$ = Berat jenis air laut (1.025 ton/m³)

$$C_b = \frac{5480}{76.62 \times 21.34 \times 3.88 \times 1.025}$$

$$C_b = 0.843$$

Koefisien Massa (Cm)

$$C_m = 1 + \left\{ \left(\frac{\pi}{2} \times C_b \right) \times \left(\frac{h}{L} \right) \right\}$$

Dimana :

C_b = Koefisien Blok

L = Lebar kapal (m)

h = Tinggi bagian kapal terendam air (m)

$$\begin{aligned} C_m &= 1 + \left\{ \left(\frac{\pi}{2} \times 0.843 \right) \times \left(\frac{3.88}{21.34} \right) \right\} \\ &= 1.339 \end{aligned}$$

Titik Kontak antara Kapal & Dermaga (l)

$$l = \frac{1}{4} P$$

dimana :

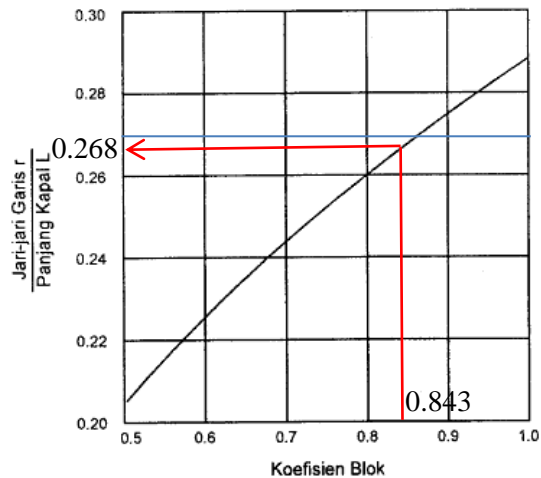
P = Panjang Kapal (m)

$$l = \frac{1}{4} 82.3$$

$$l = 20.58 \text{ m}$$

Koefisien Eksentrisitas (Ce)

Koefisien eksentrisitas dicari berdasarkan koefisien blok yang telah dihitung, lalu ditarik sesuai dengan grafik pada gambar 5.5.



Gambar 5.5 Grafik Koefisien Eksentrisitas (Ce)

Dari grafik diatas didapat :

$$\frac{\text{Jari - jari Garis } r}{\text{Panjang Kapal } L} = 0.268$$

Sehingga,

$$r = 0.268 \times L$$

$$r = 0.268 \times 82.3$$

$$r = 22.056 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 C_e &= \frac{1}{1 + \left(\frac{1}{r}\right)^2} \\
 &= \frac{1}{1 + \left(\frac{20.57}{22.056}\right)^2} \\
 &= 0.535
 \end{aligned}$$

Cs = Koefisien Kekerasan = 1

Cc = Koefisien Bentuk = 1

Setelah semua koefisien dihitung, selanjutnya adalah mencari energi sandar (*berthing force*) yang terjadi.

$$E = \frac{W \times V^2 \times C_m \times C_e \times C_s \times C_c}{(2 \times g)}$$

Dimana :

E = Energi Sandar (ton.m)

W = Berat Kapal (ton)

V = Kecepatan merapat Kapal 0.20 m/det

Cm = Koefisien Massa

Ce = Koefisien Eksentrisitas

Cs = Koefisien Kekerasan = 1

Cc = Koefisien Bentuk = 1

g = Gravitasi 9.8 m/det²

$$E = \frac{5480 \times 0.2^2 \times 1.339 \times 0.535 \times 1 \times 1}{(2 \times 9.8)}$$

$$E = 8,007 \text{ ton.m}$$

5.5.2 Menentukan Fender

Setelah energi sandar kapal diketahui, langkah selanjutnya adalah menentukan tipe fender yang akan digunakan dalam dermaga. Fender menggunakan produk dari *Bridgestone Marine Fender*, fender dipilih berdasarkan kemampuan fender dalam menyerap energi sandar kapal sebelum diteruskan pada struktur dermaga.

Perencanaan Fender dapat dilakukan sebagaimana berikut ini :

Direncanakan Fender menggunakan tipe SA600H R2x2m

Tabel 5.4 Performa Fender

Rubber grade Deflection Performance Length (m)	R1				R2				R3				R4			
	45 %		50 %		45 %		50 %		45 %		50 %		45 %		50 %	
	R	E	R	E	R	E	R	E	R	E	R	E	R	E	R	E
	Tons Kips	Ton-M Ft-Kips	Tons Kips	Ton-M Ft-Kips	Tons Kips	Ton-M Ft-Kips	Tons Kips	Ton-M Ft-Kips	Tons Kips	Ton-M Ft-Kips	Tons Kips	Ton-M Ft-Kips	Tons Kips	Ton-M Ft-Kips	Tons Kips	Ton-M Ft-Kips
1.0	51.5 113.6	10.2 23.8	69.5 153.2	11.9 26.1	44.9 99.0	9.1 20.6	60.6 133.6	10.6 23.8	33.7 74.3	6.8 15.0	45.5 100.3	8.0 17.9	22.5 50.0	4.6 10.3	30.4 67.0	5.3 11.8
1.5	77.3 170.4	15.3 33.8	104.3 230.0	17.9 39.5	67.4 148.6	13.7 30.1	90.9 200.4	15.9 35.0	50.6 111.6	10.2 22.7	68.3 150.6	12.0 26.8	33.8 74.5	6.9 15.1	45.6 100.5	8.0 17.9
2.0	103.0 227.1	20.4 45.6	139.0 306.5	23.8 52.2	89.8 198.0	18.2 40.1	121.2 267.2	21.2 46.6	67.4 148.6	13.6 30.1	91.0 200.7	16.0 35.4	45.0 99.2	9.2 20.6	60.8 134.1	10.6 23.8
2.5	128.8 284.0	25.5 56.5	173.8 383.2	29.8 65.6	112.3 247.6	22.8 50.0	151.5 334.1	26.5 58.3	84.3 185.9	17.0 37.5	113.8 250.9	20.0 44.7	56.3 124.1	11.5 25.4	76.0 167.6	13.3 29.2
3.0	154.5 340.7	30.6 67.4	208.5 459.7	35.7 78.3	134.7 297.0	27.3 60.0	181.8 400.9	31.8 70.0	101.1 222.9	20.4 45.0	136.5 301.0	24.0 53.0	67.5 148.8	13.8 30.1	91.2 201.1	15.9 35.4

R: Reaction force E: Energy absorption Tolerance: $\pm 10\%$

Defleksi = 50%

Absorpsi = 21,2 ton.m

R = Reaction Force 121.2 ton

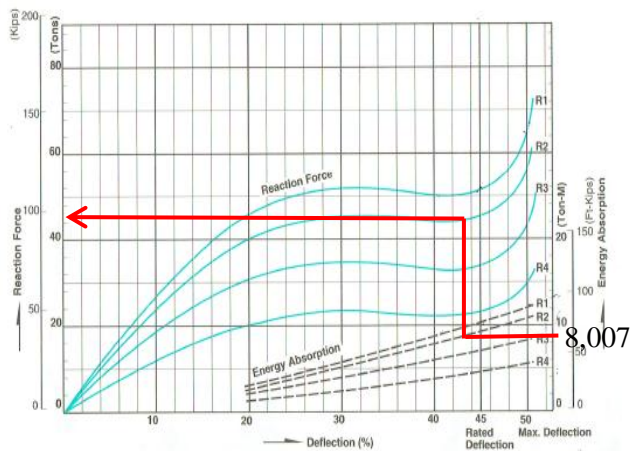
Dari perhitungan didapat :

E = 8,007 ton.m

Dengan mengikuti grafik yang ada pada *Bridgestone Marine Fender*, didapat :

R = 45 ton

Maka, gaya yang terjadi sebesar 45 ton.



“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VI

PERENCANAAN STRUKTUR

6.1 Tinjauan Umum

Pada perencanaan struktur dermaga ini permodelan dilakukan dengan software bantu SAP 2000 v14. Dimana bagian struktur yang dimodelkan antara lain adalah tiang pancang, pile cap, balok, dinding fender dan pelat lantai.

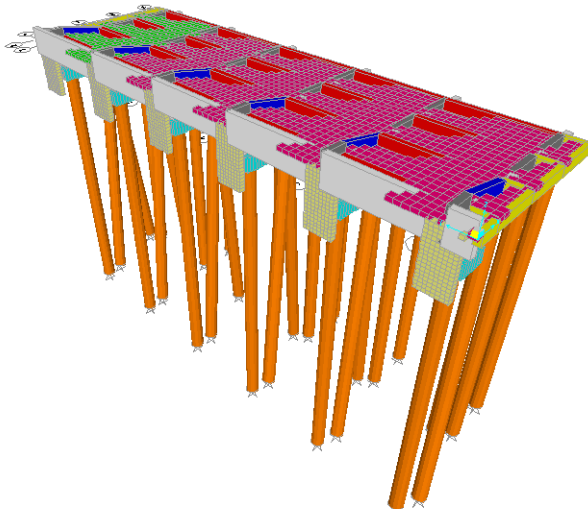
Dari analisa struktur akan diperoleh besarnya reaksi perletakan untuk proses perhitungan struktur bagian bawah. Selain itu dari analisa struktur juga akan didapatkan tegangan dan gaya dalam yang bekerja pada elemen frame dan shell yang nantinya digunakan untuk mendesain tulangan.

6.2 Permodelan Struktur

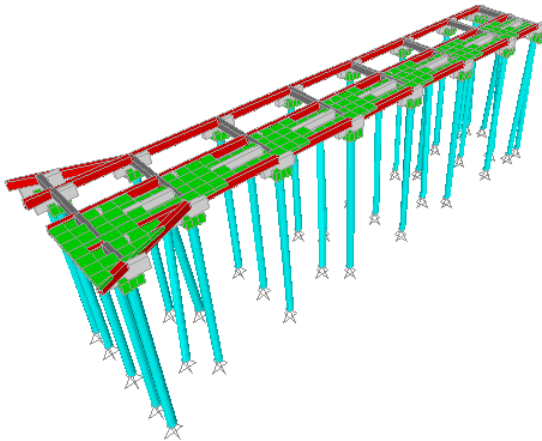
Permodelan struktur dermaga dibagi menjadi 2 bagian. Yaitu bagian dermaga itu sendiri dan bagian trestle. Bagian dermaga dan trestle dibagi menjadi 2 bagian, yaitu struktur bagian bawah dan struktur bagian atas. Struktur bagian bawah terdiri dari permodelan tiang pancang dan pile cap. Sedangkan untuk struktur bagian atas terdiri dari balok memanjang, balok melintang, dan pelat lantai dermaga.

Pada bagian struktur dermaga dan trestle menggunakan mutu beton dan mutu baja tulangan yang sama. Material – material yang digunakan dalam perencanaan dermaga kali ini adalah sebagai berikut :

- a. Material Beton menggunakan mutu $f_c' = 25$ (setara dengan 25 MPa dengan benda uji silinder)
- b. Modulus Elastis Beton $E_c = 4700 \times \sqrt{f_c'} = 23500 \text{ Mpa}$
- c. Mutu Baja tulangan $\phi > 12 \text{ mm} = \text{U-40}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$
- d. Mutu Baja tulangan $\phi < 12 \text{ mm} = \text{U-24}$, $f_y = 240 \text{ MPa}$
- e. Berat Jenis Material Beton = 2400 kg/m^3
- f. Berat Jenis Baja = 7850 kg/m^3
- g. Berat Jenis Air laut = 1025 kg/m^3



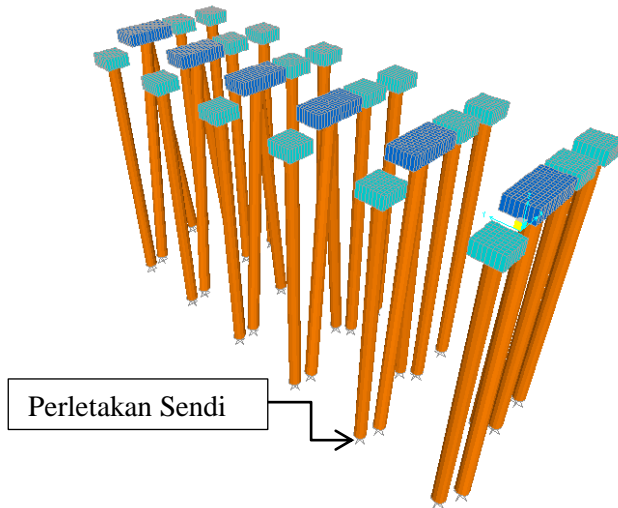
Gambar 6.1 Permodelan Dermaga



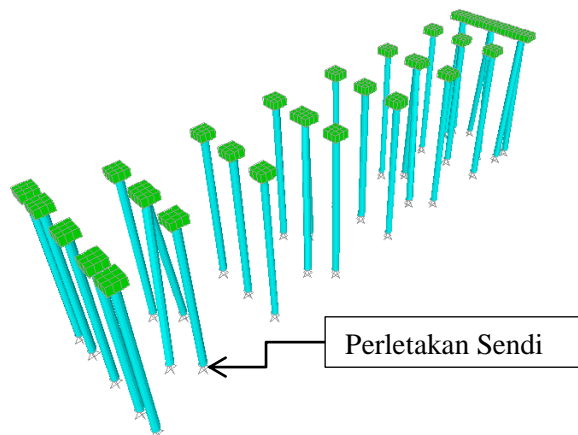
Gambar 6.2 Permodelan Trestle

6.2.1 Permodelan Struktur Bawah

Struktur bawah dermaga dan trestle menggunakan tiang pancang baja, dan dimodelkan dengan menggunakan perletakan sendi untuk masing – masing titik tiang pancang seperti pada gambar berikut.



Gambar 6.3 Permodelan Struktur Bawah Dermaga



Gambar 6.4 Permodelan Struktur Bawah Trestle

Permodelan struktur bawah terdiri dari :

- Tiang Pancang baja ϕ 40 inch = 1016 mm, $t = 12$ mm (Untuk Dermaga).
- Tiang Pancang baja ϕ 28 inch = 711,2 mm, $t = 9$ mm (Untuk Dermaga).
- Pile Cap berbentuk persegi dengan tebal 1000 mm (Untuk Dermaga).
- Pile Cap berbentuk persegi dengan tebal 800 mm (Untuk Trestle).

6.2.2 Permodelan Struktur Atas

Elemen struktur atas pada dermaga dan trestle berupa balok memanjang, balok melintang, dan pelat lantai.

6.2.2.1 Pembebanan

Pembebanan secara umum berdasarkan Tata Cara Perhitungan Struktur Beton SNI 03-2847-2002. Dimana yang digunakan adalah sesuai pasal 25 tentang Metode Desain Alternatif. Dimana pada metode desain alternatif ini lebih mengarah kepada desain secara elastis. Dalam penjelasan SNI 03-2847-2002 dijelaskan bahwa metode ini sama dengan metode desain tegangan kerja yang ada di peraturan SNI sebelumnya.

Beban yang bekerja pada dermaga dan trestle adalah beban mati dan beban hidup,. Beban mati berupa berat sendiri struktur dermaga dan trestle. Sedangkan beban hidup berupa beban tambat (*mooring force*), energi sandar (*berthing force*), beban kendaraan, beban arus, dan beban tambahan berupa beban conveyor. Disamping itu terdapat beban gempa yang juga harus dimasukkan pada perencanaan struktur dermaga.

6.2.2.2 Pembebanan Pada Dermaga

Seperti yang telah dijelaskan diatas, beban yang bekerja pada dermaga adalah beban mati dan beban hidup. Beban mati pada dermaga akan dihitung otomatis sebagai *self weight* oleh software bantu SAP 2000.

❖ Beban Saat Kapal Tambat (*Mooring Force*)

Pada perhitungan *mooring force* data kapal yang akan digunakan untuk tambat yaitu :

- Bobot Kapal : 5480 DWT
- Panjang Kapal : 82,3 m
- Lebar Kapal : 21,34 m
- Tinggi Kapal : 4,88 m
- Barge yang terendam : 3,88 m
- Kecepatan Angin : 120 km/jam
- Kecepatan Arus : 33,33 m/det
- Kecepatan Arus : 7,50 m/det

Dari data diatas dihitung beban – beban apa saja yang akan diterima oleh dermaga.

➤ **Beban Angin**

Beban angin dihitung menggunakan rumus :

$$Q_{Angin} = 0,063 \times V^2$$

$$Q_{Angin} = 0,063 \times 33,33^2 = 70 \text{ kg/m}^2$$

$$A_w = P \times (H-h)$$

Dimana :

$$Aw = \text{Luasan Kapal yang tertiuip Angin (m}^2\text{)}$$

P = Panjang Kapal (m)

$$H = \text{Tinggi Kapal (m)}$$

h = Tinggi Barge yang terendam air (m)

maka,

$$A_w = 82,3 \times (4,88 - 3,88) = 82,3 \text{ m}^2$$

Beban Angin (Rw)

$$R_w = 1,1 \times Q_{Angin} \times A_w$$

$$= 1,1 \times 70 \times 82,3$$

$$= 6337,1 \text{ kg}$$

$$= 6,34 \text{ ton}$$

➤ **Beban Arus**

Perhitungan beban arus direncanakan dengan :

$$\begin{aligned}
 S &= L \times h \\
 &= 21,34 \times 3,88 \\
 &= 82,80 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Dimana,

S = Luasan Kapal yang terendam air (m^2)

L = Lebar Kapal (m)

h = Tinggi Barge yang terendam air (m)

Kerapatan Massa air laut (ρ)

$$\rho_{\text{air Laut}} = 1025 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Gravitasi} = 9,8 \text{ m/det}^2$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{\rho_{\text{air Laut}}}{g} \\
 &= \frac{1025}{9,8} \\
 &= 104,59 \text{ kg.d}^2/\text{m}^4
 \end{aligned}$$

Beban Arus (R_a)

$$\begin{aligned}
 R_a &= 0,14 \times \rho \times V_{\text{Arus}}^2 \times S \\
 &= 0,14 \times 104,59 \times 7,5^2 \times 82,80 \\
 &= 68198,448 \text{ kg} = 68,20 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

➤ Resultan Gaya

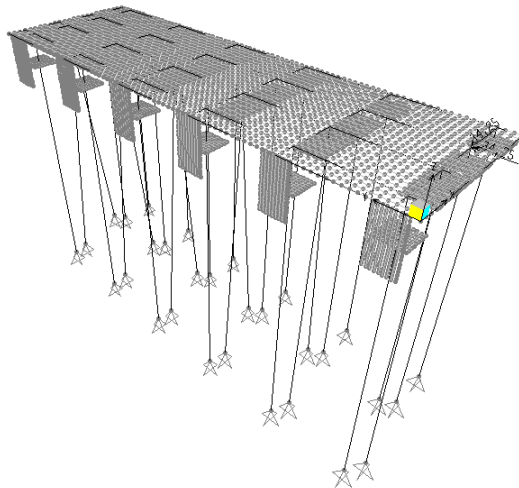
Resultan gaya dihitung menggunakan rumus :

$$\begin{aligned}
 R_r &= \sqrt{R_w^2 + R_a^2} \\
 &= \sqrt{6,34^2 + 68,20^2} \\
 &= 68,49 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

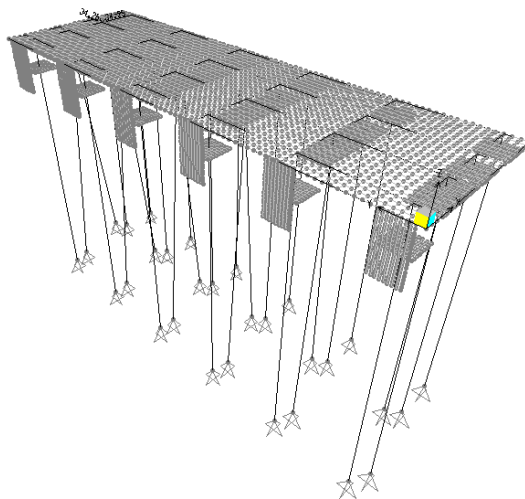
Direncanakan digunakan 2 boulder pada dermaga, sehingga:

$$\frac{R_r}{\text{Jumlah Boulder}} = \frac{68,49}{4} = 17,12 \text{ ton}$$

Maka, *Mooring force* yang terjadi pada dermaga sebesar 17,12 ton untuk tiap – tiap boulder yang terpasang pada sisi dermaga.



Gambar 6.5 Permodelan Beban *Mooring Force* 1



Gambar 6.6 Permodelan Beban *Mooring Force* 2

❖ Beban Saat Kapal akan Sandar (*Berthing Force*)

Beban sandar yang terjadi akan diterima oleh fender dari dermaga itu sendiri. Sehingga pada permodelan beban yang terjadi akan dimodelkan dengan *Uniform Loads* pada SAP 2000.

Energi Sandar Kapal (*Berthing Force*)

Data perencanaan :

Bobot Kapal	: 5480 DWT
Panjang Kapal (P)	: 82,3 m
Lebar Kapal (L)	: 21,34 m
Tinggi Kapal (H)	: 4,88 m
Barge terendam air (h)	: 3,88 m
Kecepatan Angin	: 120 km/jam
	: 33,33 m/det
Berat Jenis Air Laut	: 1025 kg/m ³
Bagian terkena angin	: 82,3 m
Bagian terkena air	: 82,80 m ²

Kecepatan merapat kapal berdasarkan tabel 6.1 dari *Bridgestone Marine Fender Manual*. Karena kapasitas kapal dibawah 10000 DWT, maka kecepatan merapat kapal diambil sebesar 0,20 m/det

Tabel 6. 1 Kecepatan Merapat Kapal

Size of vessel (DWT)	Actual speed (m/sec)	Design speed (m/sec)
Under 10,000 tons	0.1 ~ 0.30	0.20
10,000 ~ 50,000 tons	0.1 ~ 0.20	0.15
Over 50,000 tons	0.1 ~ 0.15	0.15

➤ Menghitung Panjang garis Air (L_{pp})

$$\begin{aligned}
 L_{pp} &= 0,852 \times P^{1,0201} \\
 &= 0,852 \times 82,3^{1,0201} \\
 &= 76,62 \text{ m}
 \end{aligned}$$

➤ Koefisien Blok (Cb)

$$C_b = \frac{W}{L_{pp} \times L \times h \times \rho_{\text{air laut}}}$$

Dimana :

W = Bobot kapal (ton)

L_{pp} = Panjang garis air (m)

L = Lebar kapal (m)

h = Tinggi bagian kapal terendam air (m)

$\rho_{\text{air laut}}$ = Berat jenis air laut (1.025 ton/m³)

$$C_b = \frac{5480}{76,62 \times 21,34 \times 3,88 \times 1,025} = 0,843$$

➤ Koefisien Massa (Cm)

$$C_m = 1 + \left\{ \left(\frac{\pi}{2} \times C_b \right) \times \left(\frac{h}{L} \right) \right\}$$

Dimana :

Cb = Koefisien Blok

L = Lebar kapal (m)

h = Tinggi bagian kapal terendam air (m)

$$C_m = 1 + \left\{ \left(\frac{\pi}{2} \times 0,843 \right) \times \left(\frac{3,88}{21,34} \right) \right\} = 1,339$$

➤ Titik Kontak antara Kapal & Dermaga (l)

$$l = \frac{1}{4} P$$

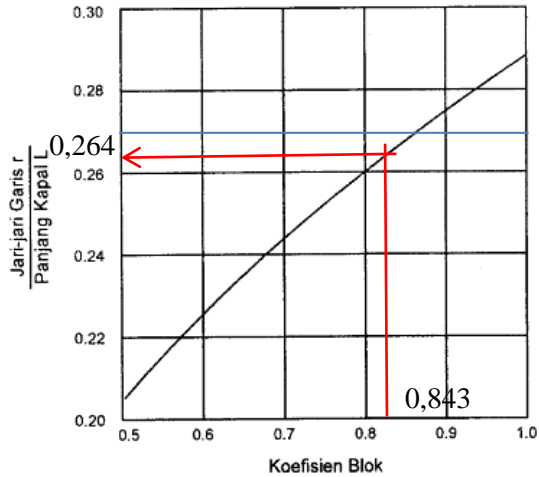
dimana :

P = Panjang Kapal (m)

$$l = \frac{1}{4} 82,3 = 20,58 \text{ m}$$

➤ Koefisien Eksentrisitas (Ce)

Koefisien eksentrisitas dicari berdasarkan koefisien blok yang telah dihitung, lalu ditarik sesuai dengan grafik pada gambar 6.7.



Gambar 6.7 Grafik Koefisien Eksentrisitas (C_e)

Dari grafik diatas didapat :

$$\frac{\text{Jari - jari Garis } r}{\text{Panjang Kapal } L} = 0,264$$

Sehingga,

$$r = 0,264 \times L$$

$$r = 0,268 \times 82,3$$

$$r = 21,727 \text{ m}$$

$$C_e = \frac{1}{1 + \left(\frac{1}{r}\right)^2}$$

$$C_e = \frac{1}{1 + \left(\frac{20,58}{21,727}\right)^2} = 0,527$$

$$C_s = \text{Koefisien Kekerasan} = 1$$

$$C_c = \text{Koefisien Bentuk} = 1$$

Setelah semua koefisien dihitung, selanjutnya adalah mencari energi sandar (*berthing force*) yang terjadi.

$$E = \frac{W \times V^2 \times C_m \times C_e \times C_s \times C_c}{(2 \times g)}$$

Dimana :

E = Energi Sandar (ton.m)

W = Berat Kapal (ton)

V = Kecepatan merapat Kapal 0,20 m/det

C_m = Koefisien Massa

C_e = Koefisien Eksentrisitas

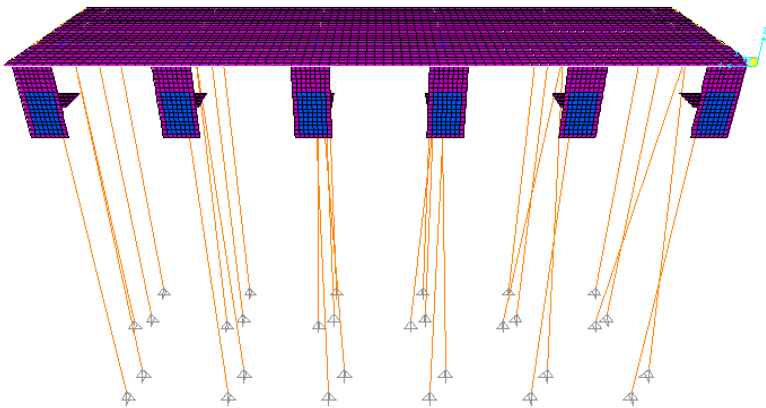
C_s = Koefisien Kekerasan = 1

C_c = Koefisien Bentuk = 1

g = Gravitasi 9,8 m/det²

$$E = \frac{5480 \times 0,2^2 \times 1,339 \times 0,527 \times 1 \times 1}{(2 \times 9,8)} = 7,894 \text{ ton.m}$$

Jadi energi sandar yang terjadi pada masing – masing fender sebesar 7.894 ton.m.



Gambar 6.8 Permodelan Energi Sandar yang terjadi

❖ Beban Kendaraan

Beban kendaraan akan dipikul langsung oleh pelat lantai dermaga. Permodelan pada SAP 2000 digunakan *Uniform Load* untuk mendefinisikan beban kendaraan tersebut.

➤ Beban BTR dan BGT

Berdasarkan SNI 1725-2016 Pasal 8.4.1 tentang besarnya beban truk “T” sebesar = 112,5 KN = 11,25 Ton

Faktor beban ultimate untuk beban T = 1,8

Maka Total beban T = $1,8 \times 11,25 \times (1 + 0,3)$
= 26,325 Ton

Beban Terbagi Rata (BTR)

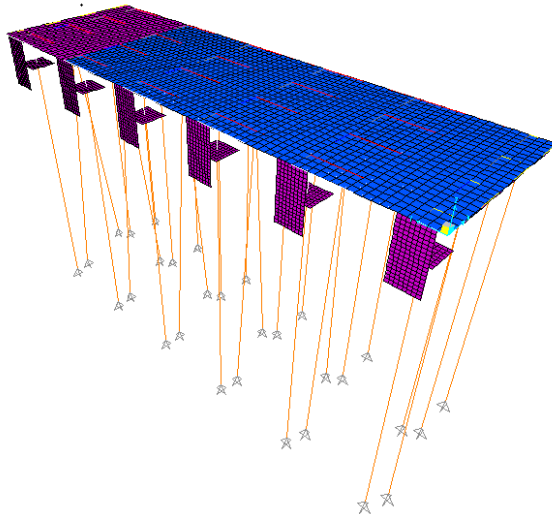
Sesuai SNI 1725-2016 Pasal 8.3.1 panjang total yang terbebani sebesar = 39 m. Maka formula yang digunakan adalah :

$L > 30 \text{ m}$

$$q = 9 \times (0,5 + (15/L)) \text{ kPa}$$

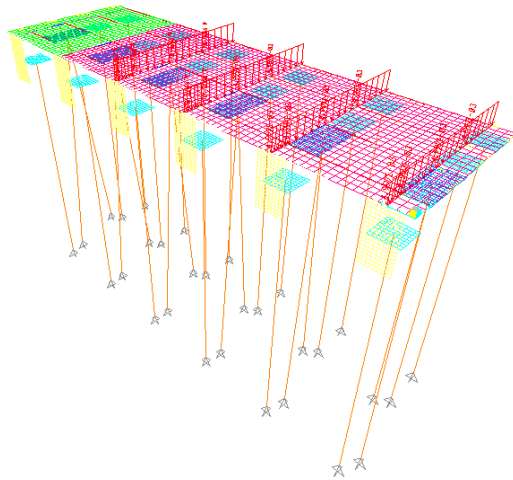
$$q = 9 \times (0,5 + (15/39)) \text{ kPa} = 7,962 \text{ kPa}$$

$$= 0,796 \text{ ton/m}^2$$



Gambar 6.9 Permodelan Beban BTR pada Dermaga

Beban BGT ditentukan berdasarkan SNI 1725-2016 Pasal 8.3.1 sebesar 49 kN/m.



Gambar 6.10 Permodelan Beban BGT pada Dermaga

❖ Beban Arus

Beban arus adalah beban yang bekerja akibat gelombang laut yang terjadi. Beban tersebut akan mengenai tiang pancang yang ada pada dermaga.

Beban arus dihitung berdasarkan SNI 1725-2016 pasal 9.4 sebagai berikut :

$$T_{EF} = 0,5C_D (V_s)^2 \times A_d$$

Dimana :

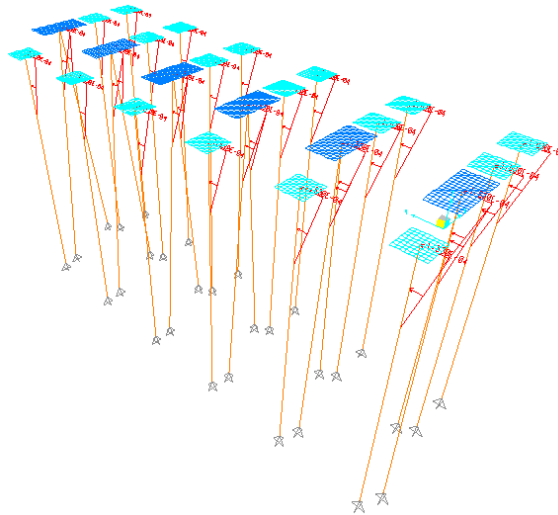
$$C_D = \text{Koefisien seret} = 0,7$$

$$V_s = \text{Koefisien seret} = 0,89 \text{ m/dt (data perencanaan awal)}$$

A_d = Luas proyeksi bidang terkena beban (dalam hal ini adalah tiang pancang yang terkena beban arus)

$$A_d = \text{Dia. Tiang} \times \text{Tinggi tiang yang terkena air} \\ = 1,016 \text{ m} \times 6,5 \text{ m} = 6,604 \text{ m}^2$$

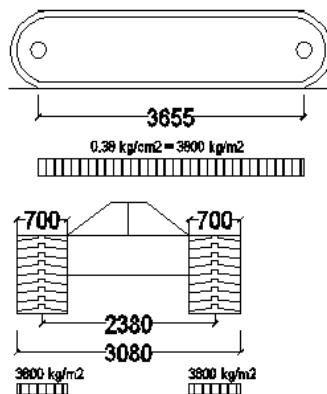
$$T_{EF} = 0,5 \times 0,7 \times (0,89)^2 \times 6,604 = 1,83 \text{ kN} = 0,183 \text{ ton}$$



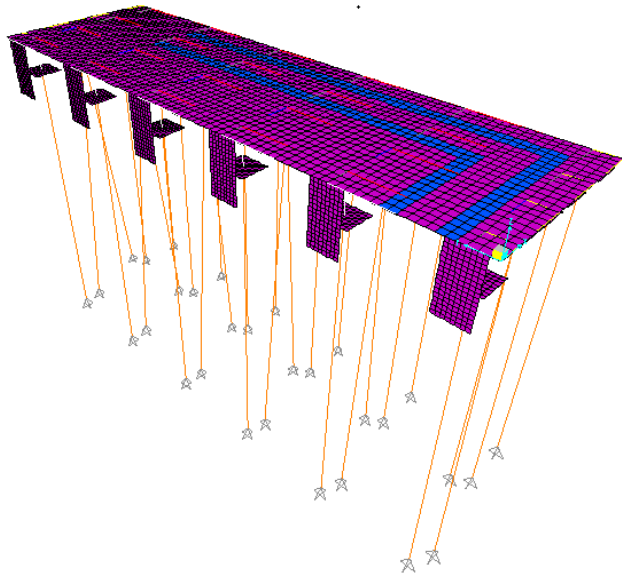
Gambar 6.11 Akibat Beban Arus pada Dermaga

❖ Beban Tambahan

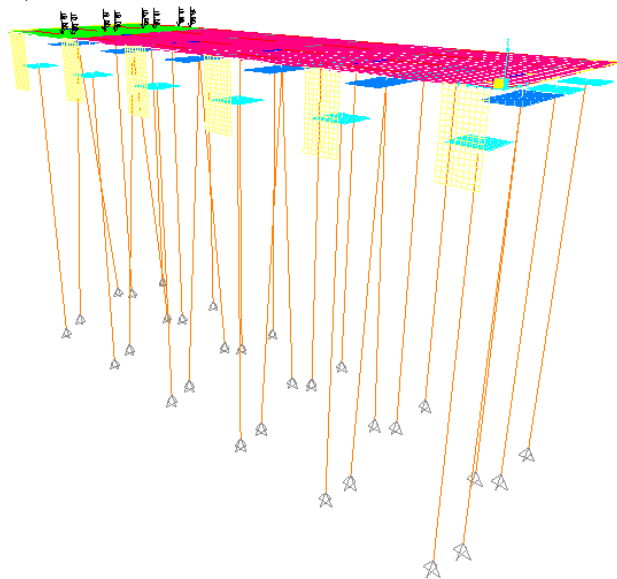
Beban tambahan pada perencanaan dermaga ini adalah konveyor dan excavator untuk mengangkat material batubara. Beban konveyor mengikuti dengan perencanaan awal sebesar 10 ton tiap titik tumpuan, sedangkan untuk beban excavator direncanakan menggunakan produk dari Komatsu dengan konfigurasi beban sebagai berikut :



Gambar 6.12 Konfigurasi Beban Excavator



Gambar 6.13 Permodelan Beban Excavator



Gambar 6.14 Beban Tambahan pada Dermaga

6.2.2.3 Pembebanan Pada Trestle

Karena beban kapal semua dipikul oleh dermaga, maka dalam perencanaan trestle beban yang bekerja adalah beban kendaraan, beban arus yang terjadi pada tiang pancang, dan beban tambahan berupa konveyor.

❖ Beban Kendaraan

Beban kendaraan pada trestle akan dipikul langsung oleh pelat lantai trestle, dimana dalam perhitungan beban kendaraan rencana sama dengan yang ada pada dermaga. Permodelan pada SAP 2000 digunakan *Uniform Load* untuk mendefinisikan beban kendaraan tersebut.

➤ Beban BTR dan BGT

Berdasarkan SNI 1725-2016 Pasal 8.4.1 tentang besarnya beban truk “T” sebesar = 112,5 kN = 11,25 Ton

Faktor beban ultimate untuk beban T = 1,8

Maka Total beban T = $1,8 \times 11,25 \times (1 + 0,3)$
= 26,325 Ton

Beban Terbagi Rata (BTR)

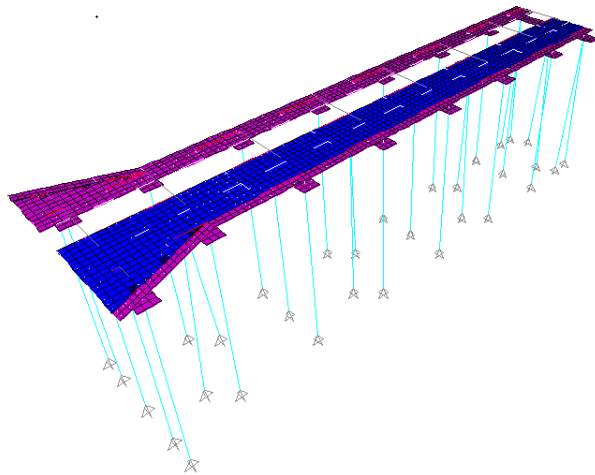
Sesuai SNI 1725-2016 Pasal 8.3.1 panjang total yang terbebani sebesar = 39 m. Maka formula yang digunakan adalah :

$L > 30 \text{ m}$

$$q = 9 \times (0,5 + (15/L)) \text{ kPa}$$

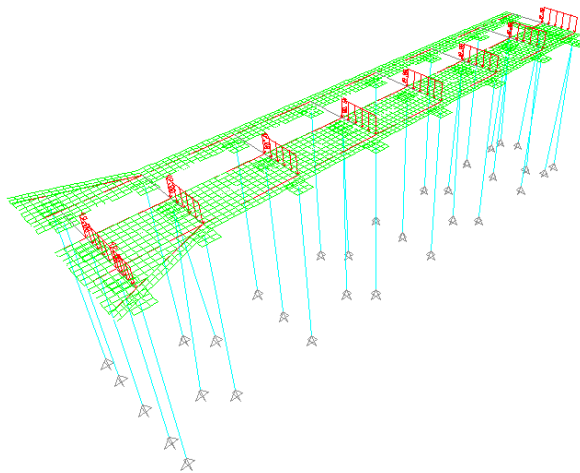
$$q = 9 \times (0,5 + (15/39)) \text{ kPa} = 7,962 \text{ kPa}$$

$$= 0,796 \text{ ton/m}^2$$



Gambar 6.15 Permodelan Beban BTR pada Trestle

Beban BGT ditentukan berdasarkan SNI 1725-2016 Pasal 8.3.1 sebesar 49 kN/m.



Gambar 6.16 Permodelan Beban BGT pada Trestle

❖ Beban Arus

Sama dengan beban arus pada dernaga, beban arus pada trestle dihitung berdasarkan SNI 1725-2016 pasal 9.4 sebagai berikut :

$$T_{EF} = 0,5C_D (Vs)^2 \times A_d$$

Dimana :

C_D = Koefisien seret = 0,7

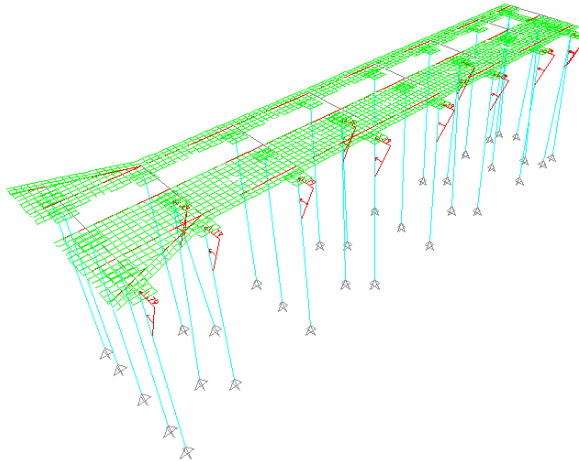
V_s = Koefisien seret = 0,89 m/dt (data perencanaan awal)

A_d = Luas proyeksi bidang terkena beban (dalam hal ini adalah tiang pancang yang terkena beban arus)

A_d = Dia. Tiang x Tinggi tiang yang terkena air
 $= 1,016 \text{ m} \times 6,5 \text{ m} = 6,604 \text{ m}^2$

$$T_{EF} = 0,5 \times 0,7 \times (0,89)^2 \times 6,604$$

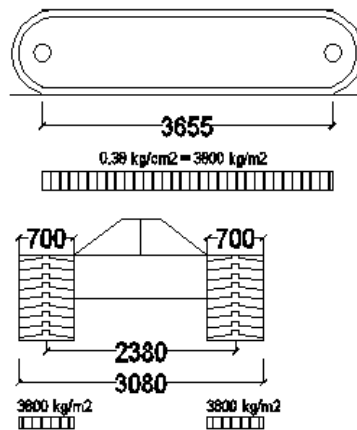
$$T_{EF} = 1,83 \text{ kN} = 0,183 \text{ ton}$$



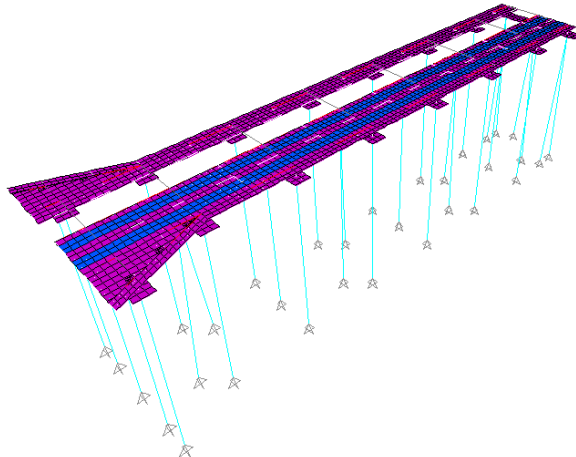
Gambar 6.17 Permodelan Beban Arus pada Trestle

❖ Beban Tambahan

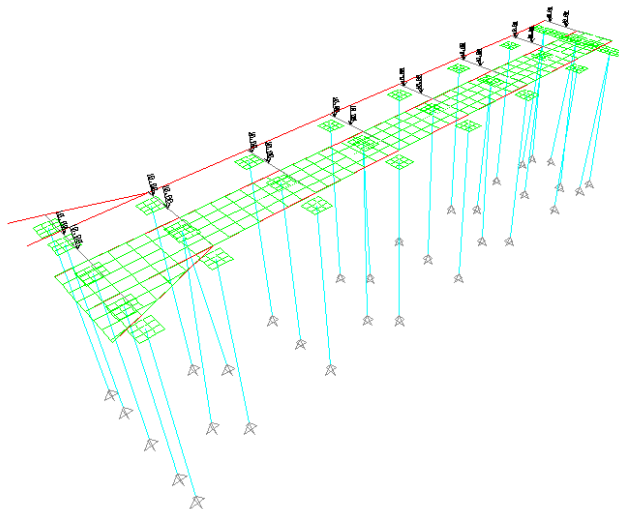
Beban tambahan berupa konveyor untuk mengangkut material batubara. Beban konveyor mengikuti dengan perencanaan awal sebesar 10 ton tiap titik tumpuan, sedangkan untuk beban excavator direncanakan sama dengan dermaga menggunakan produk dari Komatsu dengan konfigurasi beban sebagai berikut :



Gambar 6.18 Konfigurasi Beban Excavator pada Trestle



Gambar 6.19 Permodelan Beban Excavator Trestle



Gambar 6.20 Beban Tambahan pada Trestle

6.3 Beban Gempa

Perencanaan beban gempa ditentukan sesuai dengan RSNI 2833-201x. Gempa rencana dihitung sebagaimana berikut ini.

❖ Penentuan Kelas Situs

Penentuan kelas situs menurut RSNI 2833-201x menggunakan formula :

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m t_i / N}$$

Dimana :

t_i = tebal setiap lapisan antara kedalaman 0 - 30m

N_i = tahanan penetrasi standar 60% energi yang terukur langsung dilapangan tanpa koreksi

\bar{N} = Tahanan penetrasi standar lapangan rata - rata

Untuk merencanakan kelas situs diperlukan data tanah dari lokasi dermaga. Berikut ini data tanah yang digunakan :

Tabel 6.2 Data Tanah

Kedalaman (m)	N - SPT	di	di/N
0	0		
1	0	1	0
2	0	1	0
3	0	1	0
4	0	1	0
5	0	1	0
6	0	1	0
7	0	1	0
8	0	1	0
9	0	1	0
10	0	1	0
11	0	1	0
12	15	1	0,067
13	15	1	0,067
14	50	1	0,020
15	50	1	0,020
16	50	1	0,020
17	50	1	0,020
18	50	1	0,020
19	50	1	0,020
20	50	1	0,020
21	50	1	0,020
22	50	1	0,020
23	50	1	0,020
24	50	1	0,020
25	50	1	0,020
26	50	1	0,020
27	50	1	0,020
28	50	1	0,020

29	50	1	0,020
30	50	1	0,020

$$\sum di = 30$$

$$\sum di/N = 0,473$$

$$\tilde{N} = \frac{30}{0,473} = 63,380$$

Dipilih kelas situs sesuai dengan RSNI 2833-201x pasal 4.41.1. Karena $\tilde{N} > 50$ maka kelas situs adalah SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak).

Tabel 6.3 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	\bar{V}_s (m/s)	\tilde{N}	\bar{S}_u (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s, \bar{V}_s \leq 750$	$\tilde{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s, \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \tilde{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\tilde{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respon dinamik spesifik	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air (w) $\geq 40\%$, dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{S}_u < 25$ kPa Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan > 3 m) - Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7.5$ m dengan $PI > 75$) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m		

Catatan : N/A = tidak dapat digunakan

Direncanakan gempa rencana pada dermaga selama 1000 tahun dengan kemungkinan terlampaui 7% dalam 75 tahun. Berdasarkan data yang diperoleh dari website www.pusjatan.pu.go.id didapat :

Periode gempa pendek (0,2 detik)

PGA = 0,004

S_{DS} = 0,3

S_s = 0,01

S_1 = 0,014

Periode gempa pendek (1 detik)

$$PGA = 0,004$$

$$S_{DS} = 0,3$$

$$S_s = 0,01$$

$$S_1 = 0,14$$

Dari data diatas dicari faktor amplifikasi F_{PGA} sesuai dengan RSNi 2833-201x adalah :

Tabel 6.4 Faktor Amplifikasi F_{PGA}

Kelas situs	$PGA \leq 0.1$	$PGA = 0.2$	$PGA = 0.3$	$PGA = 0.4$	$PGA \geq 0.5$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier.

Parameter percepatan spektral desain :

$$\begin{aligned} A_s &= F_{PGA} \times PGA \\ &= 1,2 \times 0,004 = 0,0048 \end{aligned}$$

Dalam RSNi 2833-201x pasal 4.4.1.3 disebutkan bahwa :

1. Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum percepatan desain S_a , harus diambil dari persamaan:

$$S_a = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s$$

2. Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 da lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain S_a , sama dengan S_{DS} .
3. Untuk perioda lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain S_a diambil berdasarkan persamaan :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

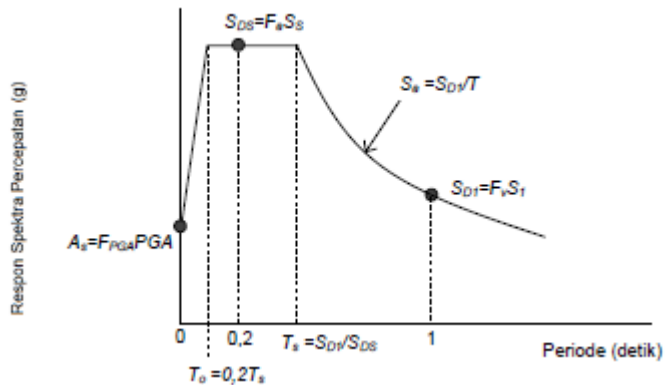
Dimana :

S_{DS} = parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek

S_{D1} = parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1 detik

T = Periode getar fundamental struktur

Grafik Respon Spektrum mengikuti grafik sesuai RSNI 2833-201x sebagaimana berikut ini:



Gambar 6.21 Bentuk Respon Spektrum di Permukaan Tanah

Dari keterangan diatas maka grafik spektrum gempa didapat sesuai tabel 6.6.

Tabel 6.5 Grafik Respon Spektrum

T (detik)	Sa (g)
0.0048	0.020
0.093	0.300
0.200	0.300
0.467	0.300
0.567	0.247
0.667	0.210
0.767	0.183
0.867	0.162
0.967	0.145

... $T_0 = 0,2 TS$

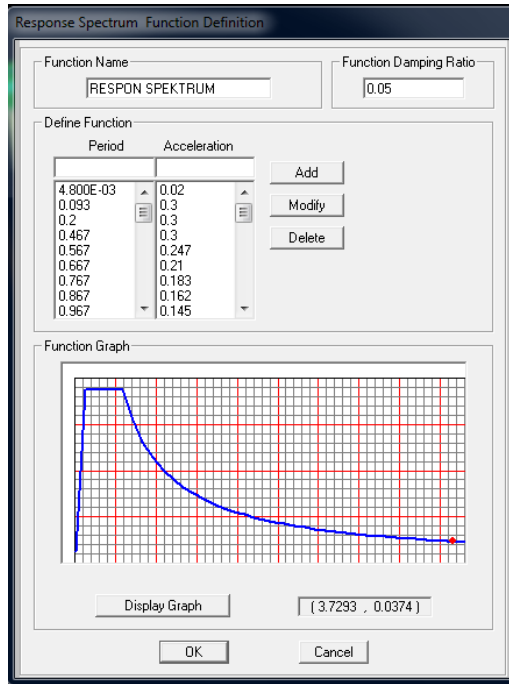
... $T = 0,2$ detik

... $T_s = SD1/SDS$

$Sa = SD1/T$

1.067	0.131
1.167	0.120
1.267	0.111
1.367	0.102
1.467	0.095
1.567	0.089
1.667	0.084
1.767	0.079
1.867	0.075
1.967	0.071
2.067	0.068
2.167	0.065
2.267	0.062
2.367	0.059
2.467	0.057
2.567	0.055
2.667	0.053
2.767	0.051
2.867	0.049
2.967	0.047
3.067	0.046
3.167	0.044
3.267	0.043
3.367	0.042
3.467	0.040
3.567	0.039
3.667	0.038
3.767	0.037
3.867	0.036
3.967	0.035
4.000	0.035

Dari Tabel diatas, hasil dari respons spektrum dimasukkan ke dalam SAP2000 sebagai beban gempa.



Gambar 6.22 Grafik Respons Spektrum

❖ Penentuan Waktu Getar Pilar

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi. Berdasarkan SNI 03-2833-201x, periode fundamental struktur harus ditentukan dari :

Arah memanjang (Y)

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}}$$

T = Waktu getar untuk freebody pilar dengan derajat kebebasan tunggal pada jembatan bentang sederhana (detik)

g = percepatan gravitasi (m/detik^2) = $9,81 \text{ m/detik}^2$

W = berat total nominal bangunan atas termasuk beban mati tambahan ditambah setengah berat dari pilar (kN)

K = kekakuan struktur yaitu gaya yang diperlukan untuk menimbulkan satu satuan simpangan pada bagian atas pilar atau kolom (kN/m)

$W = 17621,089 \text{ kN}$ (Berat struktur dari program bantu SAP 2000v14)

$$K = 2 \times \frac{3EI}{L^3}$$

$E = 23500000 \text{ kN/m}$

I = Inersia Poer dalam arah melintang

$$= 1/12(4 \times 1^3) + 2 \times 1/12 (2 \times 1^3) = 0,66667 \text{ m}^4$$

$L = 3 \text{ m}$ (tinggi struktur dari atas elevasi atas hingga top poer)

$$K = 2 \times \frac{3 \times 23500000 \times 0,66667}{3^3} = 3481481,481 \text{ kN/m}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{17621,089}{9,81 \times 3481481,481}} = 0,1427 \text{ detik} < 0,467 \text{ detik}$$

Karena $T < T_s$ maka nilai C langsung menggunakan nilai SDS.

Gempa arah memanjang :

$$Eq = \frac{C}{R} \times W_t$$

Nilai R didapat sesuai dengan tabel 8 pada RSNI 2833-201x sebesar 2 (tiang miring).

$$Eq = \frac{0,3}{2} \times 17621,089 = 2643,1633 \text{ kN}$$

Arah melintang (X)

$$K = 2 \times \frac{3EI}{L^3}$$

$$E = 23500000 \text{ kN/m}$$

I = Inersia Poer dalam arah memanjang

$$= 1/12(2 \times 1^3) \times 6 = 1 \text{ m}^4$$

L = 3 m (tinggi struktur dari atas elevasi atas hingga top poer)

$$K = 2 \times \frac{3 \times 23500000 \times 1}{3^3} = 5222222,222 \text{ kN/m}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{17621,089}{9,81 \times 5222222,222}} = 0,1165 \text{ detik} < 0,467 \text{ detik}$$

Karena $T < T_s$ maka nilai C langsung menggunakan nilai SDS.

Gempa arah melintang :

$$Eq = \frac{C}{R} \times W_t$$

Nilai R didapat sesuai dengan tabel 8 pada RSNI 2833-201x sebesar 3 (tiang tiang vertikal).

$$Eq = \frac{0,3}{3} \times 17621,089 = 1762,1089 \text{ kN}$$

Dari analisa menggunakan program bantu SAP 2000 didapatkan nilai gaya geser dasar (base shear) sebagai berikut :

Tabel 6.6 Grafik Respon Spektrum

OutputCase	GlobalFX	GlobalFY
Text	kN	kN
QUAKE-Y	9994.507	5576.919
QUAKE-X	5576.919	10014.48

Kontrol untuk gempa arah X :

$V_{\text{dinamik}} \geq 85\% V_{\text{statik}}$

$$9994,507 \geq 85\% \times 1762,1089 = 1497,793 \text{ (OK)}$$

Kontrol untuk gempa arah Y :

$V_{\text{dinamik}} \geq 85\% V_{\text{statik}}$

$$10014,48 \geq 85\% \times 2643,1633 = 2246,689 \text{ (OK)}$$

Dari kontrol diatas dapat disimpulkan bahwa analisis struktur Dermaga masih memenuhi persyaratan SNI 03-2833-201x.

6.4 Kombinasi Pembebanan

Dalam perencanaan dermaga dan trestle, kombinasi pembebanan menggunakan batas layan atau beban kerja. Dimana disebutkan dalam SNI 03-2847-2002 disebutkan bahwa faktor reduksi diambil sebesar 1.0 untuk komponen struktur yang direncanakan berdasarkan Metode desain alternatif (batas layan atau beban kerja).

Dari keterangan diatas dapat disimpulkan bahwa semua kombinasi beban harus dikalikan dengan 1.0 untuk tiap – tiap beban yang telah dihitung.

Berikut ini adalah kombinasi beban untuk dermaga :

a. Kombinasi Beban Tetap

- 1DL
- 1DL + 1LL

b. Kombinasi Beban Sementara

- 1DL + 1UDL + 1KEL + 1A + 1C
- 1DL + 1UDL + 1KEL + 1BF + 1A + 1C
- 1DL + 1UDL + 1KEL + 1MF + 1A + 1C+1EXC
- 1DL + 1UDL + 1KEL + 1BF + 1EX + 1C
- 1DL + 1UDL + 1KEL + 1BF + 1EY + 1C
- 1DL + 1UDL + 1KEL + 1MF + 1EX + 1C+1EXC
- 1DL + 1UDL + 1KEL + 1MF + 1EY + 1C+1EXC
- 1DL + 1A

- 1DL + 1EX
- 1DL + 1EY

Keterangan :

DL = Beban Mati
 LL = Beban Hidup
 UDL = Beban Kendaraan Terbagi rata
 KEL = Beban Garis
 A = Beban Arus
 C = Beban Konveyor
 BF = Berthing Force (Beban Sandar)
 MF = Mooring Force (Beban Saat Kapal Tambat)
 EX = Beban Gempa Arah X
 EY = Beban Gempa Arah Y
 EXC = Beban Excavator

Kombinasi beban untuk Trestle :

a. Kombinasi Beban Tetap

- 1DL
- 1DL + 1LL

b. Kombinasi Beban Sementara

- 1DL + 1UDL + 1KEL + 1A + 1C
- 1DL + 1UDL + 1KEL + 1C + 1EX + 1EXC
- 1DL + 1UDL + 1KEL + 1C + 1EY + 1EXC
- 1DL + 1A
- 1DL + 1EX
- 1DL + 1EY

Keterangan :

DL = Beban Mati
 LL = Beban Hidup
 UDL = Beban Kendaraan Terbagi rata
 KEL = Beban Garis
 A = Beban Arus
 C = Beban Konveyor

EX = Beban Gempa Arah X
 EY = Beban Gempa Arah Y
 EXC = Beban Excavator

6.5 Perencanaan Struktur Dermaga

Pada perencanaan struktur dermaga dibagi menjadi 2 bagian yaitu perencanaan struktur atas dermaga yang terdiri dari balok dan pelat lantai dermaga serta perencanaan struktur bawah dermaga berupa pondasi yang meliputi perencanaan tiang pancang dan perencanaan poer.

6.5.1 Perencanaan Struktur Atas Dermaga

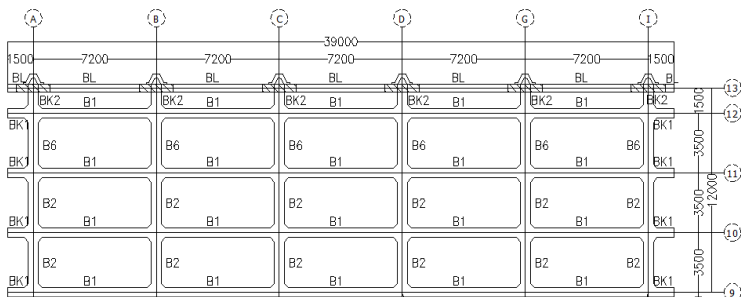
Pada perencanaan struktur atas dermaga Kotabaru ini digunakan metode elastis untuk perencanaan balok dan pelat dermaga, dimana tegangan rencana harus kurang dari tegangan ijin beton dan tegangan ijin baja.

Peraturan metode elastis ini dalam SNI 03-2847-2002 disebut juga dengan metode desain alternatif. Berikut ini perhitungan struktur atas dermaga :

6.5.1.1 Perencanaan Balok

Balok direncanakan sedemikian rupa agar mampu menahan beban – beban rencana dan gaya yang terjadi pada struktur. Disamping itu kasus pada beton precast berbeda dengan beton yang dicor secara *in situ*. Perencanaan pengangkatan, dan kondisi dimana balok precast dipasang juga harus diperhatikan.

Perencanaan balok dermaga direncanakan sesuai dengan gambar 6.23.



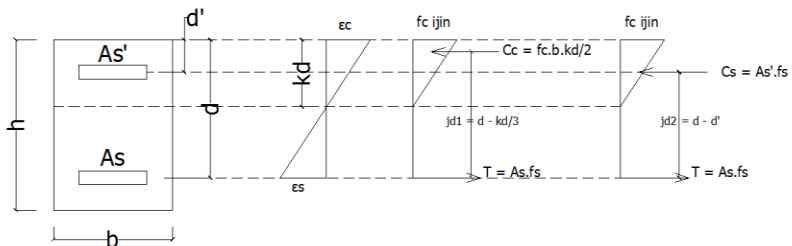
Gambar 6.23 Perencanaan Denah Balok Dermaga

❖ Perencanaan Balok B1

Balok B1 direncanakan sebagaimana berikut ini :

b	= 650 mm
h	= 1000 mm
ϕ tul lentur	= 25 mm
ϕ tul geser	= 12 mm
decking	= 75 mm
d	= h-decking- ϕ tul geser- (ϕ tul lentur/2) = 1000-75-12-(25/2) = 901 mm
d'	= decking+ ϕ tul geser+(ϕ tul lentur/2) = 75+12+(25/2) = 100 mm
fc'	= 25 MPa
fy	= 400 MPa (Tulangan lentur)
fy	= 240 MPa (Tulangan geser)
dari hasil run SAP 2000 v14 didapat :	
Mu tumpuan	= 45,919 ton.m
Mu lapangan	= 21,734 ton.m

Dalam perencanaan balok tulangan rangkap harus memenuhi keseimbangan gaya dalam sesuai dengan gambar 6.25.



Gambar 6.24 Perencanaan balok tulangan rangkap

fc ijin	= 0,45 x f'c = 0,45 x 25 = 11,25 MPa
fs	= 170 MPa (Sesuai SNI 2002 pasal 25.3.2.2)
Es	= 200000 MPa
Ec	= 4700 x $\sqrt{f'c}$

$$= 4700 \times \sqrt{25} = 23500 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{23500} = 8,511$$

➤ Perhitungan Tulangan Lentur pada Tumpuan

Mu tumpuan = 45,919 ton.m

Tumpuan Bawah

Tulangan terpasang 8D25, $A_s = 3926,991 \text{ mm}^2$

$T = A_s \times f_s = 3926,991 \times 170 = 667588,439 \text{ N}$

= 66,759 ton

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3926,911}{650 \times 901} = 0,00671$$

$$k = \sqrt{np^2 + 2np - np}$$

$$= \sqrt{8,511 \times 0,00671^2 + 2(8,511 \times 0,00671) - 8,511 \times 0,00671}$$

$$= 0,2856$$

$$jd1 = d - \frac{kd}{3} = 901 - \frac{0,2856 \times 901}{3} = 814,766 \text{ mm} = 0,815 \text{ m}$$

$$M_n = T \times jd1 = 66,759 \times 0,815 = 54,393 \text{ ton.m} > M_u \text{ (OK)}$$

Tumpuan Atas

Tulangan terpasang 6D25, $A_s = 2945,243 \text{ mm}^2$

$C_c = f_c \times b \times kd/2 = 11,25 \times 650 \times (0,2856 \times 901)/2$

= 940396,776 N = 94,040 ton

$C_s = A_s \times f_s = 2945,243 \times 170 = 500691,33 \text{ N}$

= 50,069 ton

$jd2 = d - d' = 901 - 100 = 801 \text{ mm} = 0,801 \text{ m}$

$M_n = (C_c \times jd1) + (C_s \times jd2)$

= (94,040 x 0,815) + (50,069 x 0,801)

= 116,726 t.m > M_u (OK)

$$Mu_{lap} = 21,734 \text{ ton.m}$$

Lapangan Bawah

$$\text{Tulangan terpasang 4D25, } A_s = 1963,495 \text{ mm}^2$$

$$T = A_s \times f_s = 1963,495 \times 170 = 333794,219 \text{ N}$$

$$= 33,379 \text{ ton}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{1963,495}{650 \times 901} = 0,00335$$

$$\begin{aligned} k &= \sqrt{np^2 + 2np} - np \\ &= \sqrt{8,511 \times 0,00335^2 + 2(8,511 \times 0,00335)} - 8,511 \times 0,00335 \\ &= 0,2121 \end{aligned}$$

$$jd1 = d - \frac{kd}{3} = 901 - \frac{0,2121 \times 901}{3} = 836,834 \text{ mm} = 0,836 \text{ m}$$

$$Mn = T \times jd1 = 33,379 \times 0,836 = 27,933 \text{ ton.m} > Mu \text{ (OK)}$$

Lapangan Atas

$$\text{Tulangan terpasang 4D25, } A_s = 1963,495 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} Cc &= f_c \times b \times kd/2 = 11,25 \times 650 \times (0,2121 \times 901)/2 \\ &= 698339,731 \text{ N} = 69,834 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Cs &= A_s \times f_s = 1963,495 \times 170 = 333794,22 \text{ N} \\ &= 33,379 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$jd2 = d - d' = 901 - 100 = 801 \text{ mm} = 0,801 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Mn &= (Cc \times jd1) + (Cs \times jd2) \\ &= (69,834 \times 0,836) + (33,379 \times 0,801) \\ &= 85,176 \text{ t.m} > Mu \text{ (OK)} \end{aligned}$$

➤ Perhitungan Tulangan Geser

Kuat Geser rencana menurut SNI 2847 – 2002 pasal 25.7 sebesar:

$$v = \frac{V}{b_w \times d}$$

dimana :

$$v = \text{tegangan geser rencana (ton/mm}^2\text{)}$$

V = Gaya geser rencana (ton)
 bw = lebar balok (mm)
 d = tinggi balok (mm)

$V = 26,2304$ ton (hasil dari SAP 2000)

$$v = \frac{26,2304}{650 \times 1000} = 0,00004455 \text{ ton/mm}^2 = 0,4035 \text{ MPa}$$

Untuk komponen struktur yang menahan geser dan lentur menurut SNI 2847-2002 pasal 25.7.4 sebesar :

$$vc = \frac{1}{11} \sqrt{f_c \text{ ijin}} = \frac{1}{11} \sqrt{11.25} = 0,3049 \text{ MPa}$$

cek syarat $(v - vc) < 3/8(\sqrt{f_c \text{ ijin}})$

$$v - vc = 0,4035 - 0,3049 = 0,099 \text{ MPa}$$

$$3/8(\sqrt{f_c \text{ ijin}}) = 3/8 \times (\sqrt{11.25}) = 1,258 \text{ MPa}$$

Karena $(v - vc) < 3/8(\sqrt{f_c \text{ ijin}})$, maka dipasang tulangan geser praktis.

Mencari luas tulangan geser menurut SNI 2847-2002 pasal 25.7.5.6 sebagai berikut :

$$A_v = (v - vc) \frac{bw \times S}{f_s}$$

Dimana :

S = spasi tulangan geser pada arah sejajar tulangan longitudinal (mm)

S diambil 200 mm

$$A_v = 0,099 \frac{650 \times 200}{170} = 75,420 \text{ mm}^2$$

Tulangan geser yang dipakai :

Diameter = 12 mm

Jml kaki = 4

$$A_s \text{ tulangan} = 4 \times 0.25 \times \pi \times 12^2 = 452,389 \text{ mm}^2$$

$$S \text{ perlu} = (A_v \cdot f_s) / (v - vc) \cdot bw = (107,325 \times 170) / (0,099 \times 650)$$

$$S \text{ perlu} = 1199,652 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan geser 4 kaki $\phi 12$ -200

➤ Kontrol Terhadap Torsi

Sesuai dengan SNI 2847 – 2002 pasal 13.6.c, torsi boleh diabaikan jika kurang dari :

$$\frac{\phi\sqrt{f_c'} \left(\frac{A_{Cp}^2}{P_{Cp}} \right)}{12}$$

Untuk struktur non prategang

Dengan,

$$\phi = 0.65$$

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

$$A_{Cp} = \text{Luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton} = b \times h = 650 \times 1000 = 650000 \text{ mm}^2$$

$$P_{Cp} = \text{Keliling luar penampang beton} \\ = 2b + 2h = 2(650) + 2(1000) = 3300 \text{ mm}$$

$$T_u = 4,67014 \text{ ton.m (hasil dari SAP2000)} \\ = 46701400 \text{ N.mm}$$

$$T_{\min} = \frac{\phi\sqrt{f_c'} \left(\frac{A_{Cp}^2}{P_{Cp}} \right)}{12}$$

$$T_{\min} = \frac{\phi\sqrt{25'} \left(\frac{650000^2}{3300} \right)}{12} = 34674874 \text{ N.mm} \\ = 3,467 \text{ ton.m}$$

$$T_u > T_{\min} \text{ (Torsi dihitung)}$$

Perhitungan Tulangan Torsi

$$T_n = T_u / \phi$$

Dengan,

$$\phi = 0.75$$

$$T_n = 46701400 / 0.75 = 62268533 \text{ N.mm}$$

$$A_{oh} = \text{Luas daerah yang dibatasi oleh garis pusat tulangan sengkang torsi terluar.}$$

$$= (b - (2 \times \text{decking}) - \phi_{\text{tul.geser}}) \times (h - (2 \times \text{decking}) - \phi_{\text{tul.geser}})$$

$$= (650-(2 \times 75)-12) \times (1000-(2 \times 75)-12) = 408944 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Ph} &= \text{Keliling dari garis tulangan sengkang torsi terluar} \\ &= 2 \times (b-(2 \times 75)-\phi_{\text{tul.geser}}) + 2 \times (h-(2 \times 75)-\phi_{\text{tul.geser}}) \\ &= 2 \times (650-(2 \times 75)-12) + 2 \times (1000-(2 \times 75)-12) = 2652 \text{ mm} \end{aligned}$$

Syarat T_u maksimal sesuai dengan pasal 25.7.3 dimana kuat puntir maksimum harus diambil 55% dari nilai yang diberikan pada pasal 13 :

$$T_{\text{maks}} = \frac{\phi \sqrt{f_c'}}{3} \left(\frac{A_{Cp}^2}{P_{Cp}} \right) \times 0.45$$

$$T_{\text{maks}} = \frac{\phi \sqrt{25}}{3} \left(\frac{650000^2}{3300} \right) \times 0.45 = 62414773 \text{ N.mm}$$

$$T_{\text{maks}} = 62414773 \text{ N.mm} > T_u \text{ (OK)}$$

Kontrol Penampang :

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w \times d} \right)^2 + \left(\frac{T_u \times Ph}{1.7 \times A_{Oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w \times d} \right) + \frac{2\sqrt{f_c'}}{3}$$

$$\sqrt{\left(\frac{26,23043}{650 \times 901} \right)^2 + \left(\frac{46701400 \times 2652}{1.7 \times 408944^2} \right)^2} = 0,884$$

$$0.75 \left(\frac{26,23043}{650 \times 901} \right) + \frac{2\sqrt{25}}{3} = 4,666$$

$$0,884 < 4,666 \text{ (Penampang memenuhi syarat)}$$

Rasio luas tulangan geser torsi didapatkan dengan rumus:

$$\begin{aligned} A_t/s &= T_n / \phi \times 2 \times A_{oh} \times f_y \\ &= 62268533 / 0.75 \times 2 \times 408944 \times 240 = 0,423 \end{aligned}$$

Sedangkan A_t/s tidak boleh kurang dari :

$$b_w / 6f_y = 650 / (6 \times 240) = 0,451$$

maka digunakan $A_t/s = 0,451$

Luas tulangan lentur tambahan untuk menahan torsi :

$$\begin{aligned} A_I &= A_s/t \times p_h \times (b_w/h) \\ &= 0,451 \times 2652 \times (650/1000) = 778,104 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sehingga tulangan yang terpasang untuk balok B1 adalah :

Tulangan Tarik pada tumpuan bawah

$$\begin{aligned} \text{As lentur} + \text{Puntir} &= 3926,991 + 778,104 = 4705,095 \text{ mm}^2 \\ \text{Dipasang } 10D25, A_s &= 4908,739 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu (OK)} \end{aligned}$$

Tulangan Tekan pada tumpuan atas

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= A_s \text{ lentur} + \text{Puntir} \\ &= 2945,243 + 778,104 = 3723,347 \text{ mm}^2 \\ \text{Dipasang } 8D25, A_s &= 3926,991 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu (OK)} \end{aligned}$$

Tulangan Tarik pada lapangan bawah

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= A_s \text{ lentur} + \text{Puntir} \\ &= 1963,495 + 778,104 = 2945,243 \text{ mm}^2 \\ \text{Dipasang } 6D25, A_s &= 2945,243 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu (OK)} \end{aligned}$$

Tulangan Tekan pada lapangan atas

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= A_s \text{ lentur} + \text{Puntir} \\ &= 1963,495 + 778,104 = 2945,243 \text{ mm}^2 \\ \text{Dipasang } 6D25, A_s &= 2945,243 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu (OK)} \end{aligned}$$

Tulangan Puntir

$$\begin{aligned} A_s \text{ puntir} &= 778,104 \text{ mm}^2 \\ \text{Dipasang } 4D19, A_s &= 1134,1149 \text{ mm}^2 > A_s \text{ puntir (OK)} \end{aligned}$$

Tulangan Geser dipasang 4 kaki $\phi 12$ - 150

➤ Pengangkatan Balok

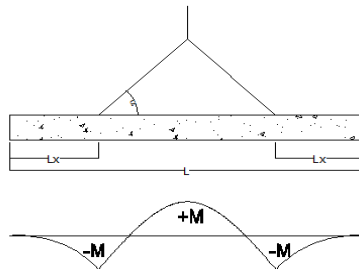
Pada perencanaan balok secara precast perlu diperhatikan juga cara pengangkatan saat *erection*

berlangsung. Karena titik angkat juga berpengaruh terhadap kerusakan beton precast.

Balok dibuat secara precast dipabrik yang telah disepakati bersama antara pemberi kerja dan pelaksana kerja. Balok precast harus didesain sedemikian rupa agar mudah dilaksanakan dilapangan dan tetap menjamin mutu serta kuat secara struktur untuk menahan gaya yang bekerja dan beban – beban rencana.

Pada perencanaan pengangkatan diberikan faktor kejut k sebesar 1.2. Faktor kejut ini diberikan karena pada proses pengangkatan tidak selalu berjalan dengan baik atau *human error* dan sebagainya.

Sesuai dengan *PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete 6th Edition* momen yang terjadi selama pengangkatan sebesar :



Gambar 6.25 Sketsa Pengangkatan Balok Precast

$$+M = \frac{W \times L^2}{8} \left(1 - 4x + \frac{4Y_c}{L \times \tan \theta} \right)$$

$$-M = \frac{W \times X^2 \times L^2}{2 \left(1 + \frac{4Y_c}{L \times \tan \theta} \right)}$$

$$X = \frac{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{Y_t}{Y_b} \left(1 + \frac{4Y_c}{L \times \tan \theta} \right)} \right)}{2}$$

Kondisi Pracetak Balok B1 :

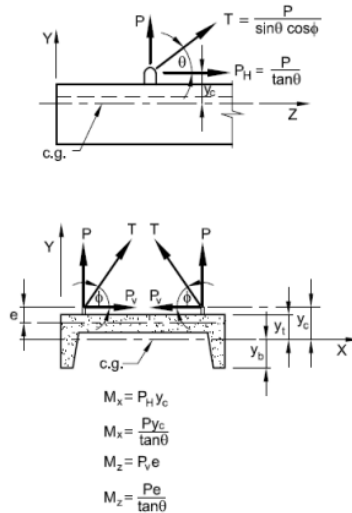
b = 65 cm

h = 100 cm

L = 620 cm (panjang precast Balok B1)

Tinggi beton yang dibiarkan terbuka = 30 cm

Tinggi beton yang di precast (Y_t) = $100 - 30 = 70$ cm



Gambar 6.26 Tegangan yang bekerja saat pengangkatan

$Y_t = Y_b = 70/2 = 35$ cm

Direncanakan tulangan angkat mempunyai ketinggian 5 cm dari permukaan beton, maka :

$Y_c = Y_t + 5 \text{ cm} = 35 + 5 = 40$ cm

$\alpha = 45^\circ$

$$X = \frac{\left(1 + \frac{4 \times 40}{620 \times \tan 45^\circ}\right)}{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{35}{35} \left(1 + \frac{4 \times 40}{620 \times \tan 45^\circ}\right)}\right)} = 0.235$$

$$X * L = 0.235 \times 620 = 145.533 \text{ cm} = 1.455 \text{ m}$$

Digunakan $L_x = 1,8 \text{ m}$

$$L - 2(X * L) = 6,2 - 2 \times 1,8 = 2,6 \text{ m}$$

Pembebanan Balok

$$\text{Berat Sendiri Balok} = 0,65 \times 0,7 \times 6,2 \times 2400 = 6770,4 \text{ kg}$$

$$P = (1,2 \times k \times W)/2 = (1,2 \times 1,2 \times 6770,4)/2 = 4874,688 \text{ kg}$$

$$T \sin \alpha = 4874,688 \times \sin 45 = 6893,85 \text{ kg}$$

Tulangan angkat Balok

$$P_u = 4874,688 \text{ kg}$$

Menurut PBBI paal 2.2.2 tegangan ijin tarik dasar baja bertulangan mutu $f_y = 400 \text{ MPa}$ adalah $f_y/1,5$. maka :

$$\sigma \text{ tarik ijin} = f_y/1,5 = (400 \times 10)/1,5 = 2666,667 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi \text{ tulangan angkat} \geq \sqrt{P_u / \sigma \text{ tarik ijin} \times \pi}$$

$$\sqrt{P_u / \sigma \text{ tarik ijin} \times \pi} = \sqrt{4874,688 / 2666,667 \times \pi} = 0,763 \text{ cm}$$

Dari perhitungan diatas digunakan tulangan angkat sebesar 13 mm.

Momen yang terjadi

Pembebanan

$$\text{Balok} = 0,65 \times 0,7 \times 2400 = 1092 \text{ kg/m}$$

$$L = 6,2 \text{ m}$$

$$X = 0,235$$

$$b = 0,65 \text{ m}$$

$$h = 0,7 \text{ m}$$

$$Y_c = 0,40$$

$$\text{tg } \alpha = \text{tg } 45 = 1$$

Dalam upaya untuk mengatasi beban kejut akibat pengangkatan, momen pengangkatan dikalikan faktor kejut sebesar 1,2.

Momen Lapangan (M_+)

$$+M = \frac{1092 \times 6,2^2}{8} \left(1 - 4(0,235) + \frac{4 \times 0,4}{6,2 \times 1} \right) = 2009,448 \text{ kg.m}$$

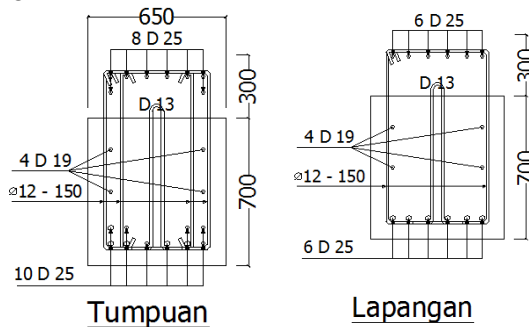
$$\begin{aligned}
 W_t &= 1/6 \times b \times h^2 = 1/6 \times 650 \times 700 = 5 \times 10^7 \text{ mm}^3 \\
 f &= M/W_t = 2009,448 \times 10000 / 5 \times 10^7 = 0,379 \text{ MPa} \\
 f_r &= 0,7 \times \sqrt{f_c} = 0,7 \times \sqrt{25} = 3,5 \text{ MPa} \\
 f &\leq f_r \dots (\text{OK})
 \end{aligned}$$

Momen Tumpuan (M-)

$$-M = \frac{1092 \times 0,235^2 \times 6,2^2}{2} = 1387,714 \text{ kg.m}$$

$$\begin{aligned}
 W_t &= 1/6 \times b \times h^2 = 1/6 \times 650 \times 700 = 5 \times 10^7 \text{ mm}^3 \\
 f &= M/W_t = 1387,714 \times 10000 / 5 \times 10^7 = 0,261 \text{ MPa} \\
 f_r &= 0,7 \times \sqrt{f_c} = 0,7 \times \sqrt{25} = 3,5 \text{ MPa} \\
 f &\leq f_r \dots (\text{OK})
 \end{aligned}$$

Jadi, balok tersebut aman dalam menerima tegangan akibat pengangkatan.



Gambar 6.27 Dimensi Balok B1

➤ Kontrol Crack

Lebar Crack dihitung berdasarkan SNI pasal 12.6.4 dimana harus kurang dari 0,3 mm.

$$d_c = d + \phi \text{ tul.geser} + 0,5 \times \phi \text{ tul. Lentur} = 75 + 12 + 0,5 \times 25 = 99,5 \text{ mm} = 0,0995 \text{ m}$$

$$A = 2 \times d_c \times b/n = 2 \times 99,5 \times 650/10 = 12935 \text{ mm}^2 = 0,0129 \text{ m}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A} = 170 \times \sqrt[3]{0,0995 \times 0,0129} = 11,095 \text{ MN/m}$$

$$w = 11 \times 10^{-6} \times \beta \times Z = 11 \times 10^{-6} \times 0,85 \times 11,095 = 0,00000104 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm} (\text{OK})$$

6.5.1.2 Perencanaan Pelat Lantai

Pada perencanaan pelat lantai ini digunakan metode *half slab precast*. Dimana terdapat 2 kondisi, yaitu kondisi pertama sebelum monolit dan kondisi kedua monolit.

Kondisi sebelum monolit dibagi menjadi dua keadaan. Dimana keadaan pertama adalah pelat yang telah difabrikasi terpasang ditempat yang telah ditentukan (belum dilakukan pengecoran *overtopping*) dan diasumsikan pelat terjepit elastis, beban yang bekerja adalah beban pekerja. Dan keadaan kedua pelat yang telah diletakkan dilakukan pengecoran *overtopping* pada bagian yang telah ditentukan, beban yang bekerja adalah beban pekerja dan berat *topping*.

Sedangkan untuk kondisi kedua yaitu monolit terjadi saat pelat lantai *precast* menjadi satu kesatuan struktur yang dapat menerima beban – beban rencana keseluruhan.

Pelat Lantai direncanakan sebagaimana berikut ini :

Tebal Pelat Lantai	= 300 mm (total), 150 mm (<i>precast</i>)
Mutu Beton (f_c')	= 25 MPa
f_c' ijin = $0.45 \times f_c'$	= 11,25 MPa
Mutu Baja (f_y)	= 400 MPa, f_s = 170 MPa
Diameter tulangan	= 13 mm (arah melintang / arah x) = 16 mm (arah memanjang / arah y)
BJ Beton bertulang	= 2400 kg/m ³

❖ Pembebanan Pelat Lantai

Sebagaimana uraian diatas tentang kondisi pelat lantai, maka pembebanan pelat lantai dapat dilakukan sebagai berikut :

Tebal Pelat <i>Precast</i>	= 0,15 m
Tebal <i>Overtopping</i>	= 0,15 m
Untuk keamanan saat pelaksanaan, maka <i>overtopping</i> pada pelat dikalikan faktor keamanan sebesar 1,3.	

Sebelum Monolit

Beban Mati (DL)

$$\text{Berat Sendiri} = 0,15 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat Overtopping} = 1,3 \times 0,15 \times 2400 = 468 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{DL} = 828 \text{ kg/m}^2$$

Beban Kerja (LL)

$$\text{Beban pekerja} = 250 \text{ kg/m}^2$$

Sesudah Monolit

Beban Mati (DL)

$$\text{Berat Sendiri} = 0,3 \times 2400 = 720 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban air hujan} = 0,05 \times 1000 = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{DL} = 770 \text{ kg/m}^2$$

Beban Hidup (LL)

Beban hidup untuk pelat lantai yang telah monolit sesuai dengan beban – beban yang telah dihitung pada pembebanan pelat lantai dermaga maupun trestle sebelumnya sebesar :

$$\text{Beban BTR} = 0,796 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Beban Excavator} = 3,8 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{DL} = 4,596154 \text{ ton/m}^2 = 4596,154 \text{ kg/m}^2$$

Kombinasi Pembebanan pada pelat

Kombinasi beban sesuai dengan SNI -03-2847-2002 pasal 11.2.1, tapi untuk faktor beban diambil 1 sesuai dengan pasal 25.2.1. Maka kombinasi beban untuk pelat adalah :

$$Q_u = DL + LL$$

Keadaan 1 (Sebelum Monolit), ada beban kerja (*overtopping* belum terpasang).

$$Q_{u1} = DL + LL$$

$$= 360 + 250 = 610 \text{ kg/m}^2$$

Keadaan 2 (Sebelum Monolit), *Overtopping* terpasang

$$Q_{u2} = DL + LL$$

$$= 828 + 250 = 1078 \text{ kg/m}^2$$

Keadaan 3 (Setelah Monolit),

$$Qu2 = DL + LL$$

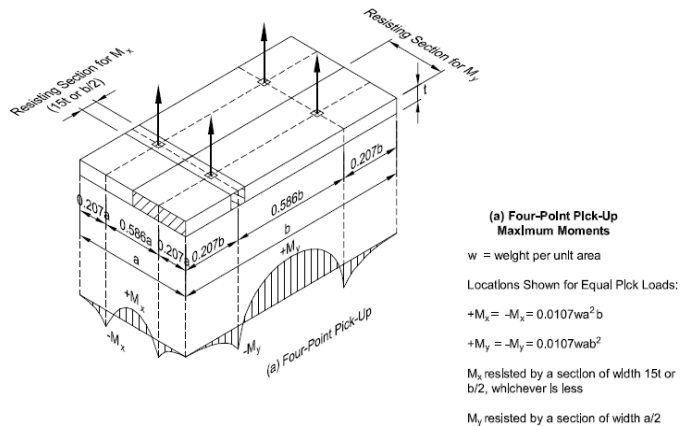
$$= 770 + 4596,154 = 8277,85 \text{ kg/m}^2$$

❖ Perhitungan Penulangan Pelat

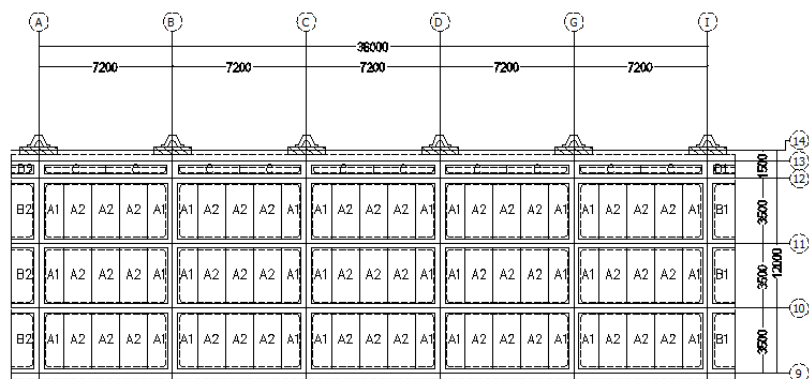
Sebagaimana uraian sebelumnya, perhitungan pelat lantai direncanakan dalam 2 tahap. Tahap pertama yaitu penulangan sebelum monolit yang terdiri dari saat pengangkatan dan pemasangan pelat. Sedangkan tahap kedua yaitu penulangan setelah monolit.

➤ Penulangan Pelat saat Pengangkatan

Pengangkatan pelat lantai sesuai dengan *PCI sixth edition* sebagai berikut :



Gambar 6.28 Pengangkatan Pelat sesuai PCI



Gambar 6.29 Denah Pelat Dermaga

Dalam perencanaan pelat lantai dermaga direncanakan sesuai dengan gambar 6.29. Dimana dimensi dari masing – masing pelat dermaga adalah sebagai berikut :

Tabel 6.7 Tipe Pelat Lantai Dermaga

No	Type Pelat	Dimensi (mm)	Jumlah (pcs)
1	A1	1075 x 3000	30
2	A2	1500 x 3000	45
3	B1	1225 x 3000	3
4	B2	1225 x 3000	3
5	C	450 x 3300	10
6	D1	450 x 1200	1
7	D2	450 x 1200	1

Pada gambar 6.28 didapat M_x dan M_y sebesar :

$$M_x = 0,00107 \times W \times a^2 \times b$$

$$M_y = 0,00107 \times W \times a \times b^2$$

Dimana,

W = berat tiap pelat (kg/m)

a = bentang pendek pelat (m)

b = bentang panjang pelat (m)

Dari pelat dermaga diatas diambil contoh dalam perhitungan pelat adalah tipe A1.

Pelat tipe A1

$$a = 1,075 \text{ m}$$

$$b = 3 \text{ m}$$

$$W = 0,15 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}^2$$

$$M_x = 0,00107 \times 360 \times 1,075^2 \times 3 = 13,354 \text{ kg.m}$$

$$M_y = 0,00107 \times 360 \times 1,075 \times 3^2 = 37,268 \text{ kg.m}$$

$$\text{Tebal} = 150 \text{ mm (pelat precast)}$$

$$b \text{ (lebar yang ditinjau)} = 1000 \text{ mm}$$

$$f_c' \text{ ijin} = 11,25 \text{ MPa}$$

$$f_s = 170 \text{ MPa}$$

$$\text{Decking} = 50 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{170}{0,85 \times 11,25} = 17,778$$

$$\rho \text{ min} = 1,4/f_y = 1,4/170 = 0,0082$$

$$\beta_1 = 0,85 \text{ (untuk } f_c' < 30 \text{ MPa)}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

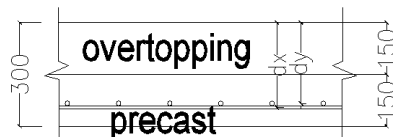
$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,85 \times 11,25}{170} \times \frac{600}{600 + 170} = 0,0373$$

$$\rho \text{ max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0373 = 0,0279$$

Kondisi sebelum Monolit

$$\begin{aligned} dy &= t - \text{decking} - \text{tul.x} - 0,5 \text{ tul.y} \\ &= 150 - 50 - 13 - 0,5 \times 16 \\ &= 79 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} dx &= t - \text{decking} - 0,5 \text{ tul.x} \\ &= 150 - 50 - 13 \times 13 = 93,5 \text{ mm} \end{aligned}$$



Gambar 6.30 Kondisi Pelat *precast* saat pengangkatan

Tulangan Arah X

Karena pelat tipe A1 adalah pelat 1 arah, dimana $l_y/l_x > 2$. Maka digunakan rasio tulangan susut arah X sebesar 0,0018.

$$\rho_{\min} = 0,0018$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 0,0018 \times 1000 \times 79 = 142,2 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ D13} = 0,25 \times \pi \times D^2 = 0,25 \times \pi \times 13^2 = 132,732 \text{ mm}^2$$

$$S = A_s \text{ D13} \times b / A_s \text{ perlu} = 132,732 \times 1000 / 142,2 = 933,4198 \text{ mm}$$

Digunakan S sebesar 200 mm

$$A_s \text{ pakai} = A_s \text{ D13} \times b / S_{\text{pakai}} = 132,732 \times 1000 / 200 = 663,6614 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu (OK)}$$

Maka untuk tulangan arah X dipakai D13-200.

Tulangan Arah Y

$$M_y = 37,268 \text{ kg.m}$$

$$M_n = M_y / 0.8 = (37,268 / 1000) / 0.8 = 0,047 \text{ ton.m} = 465851,25 \text{ N.mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{1000 \times d y^2} = \frac{539148,3398}{1000 \times 93,5^2} = 1,146$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{17,778} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17,778 \times 1,146}{170}} \right) = 0,0072$$

$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$, maka digunakan ρ_{\min}

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 0,0082 \times 1000 \times 93,5 = 770 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ D16} = 0,25 \times \pi \times D^2 = 0,25 \times \pi \times 16^2 = 201,062 \text{ mm}^2$$

$$S = A_s \text{ D16} \times b / A_s \text{ perlu} = 201,062 \times 1000 / 770 = 261,119 \text{ mm}$$

Digunakan S sebesar 150 mm

$$A_s \text{ pakai} = A_s \text{ D16} \times b / S_{\text{pakai}} = 201,062 \times 1000 / 150$$

$$= 1340,413 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu (OK)}$$

Maka untuk tulangan arah Y dipakai D16-150.

Untuk perhitungan pelat saat pengangkatan dihitung dengan cara yang sama. Sehingga untuk penulangan pelat dermaga saat pengangkatan seperti pada Lampiran 2.

➤ Penulangan Pelat saat Pelat Terpasang

Untuk kondisi pelat yang telah terpasang dihitung berdasarkan 2 keadan. Dimana keadaan 1 pelat terpasang sebelum *overtopping* terpasang, dan keadaan 2 pelat terpasang saat *overtopping* terpasang.

Pelat Tipe A1

Tebal = 150 mm (pelat *precast*)

b (lebar yang ditinjau) = 1000 mm

f_c' ijin = 11,25 MPa

f_s = 170 MPa

Decking = 50 mm

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{170}{0,85 \times 11,25} = 17,778$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y = 1,4/170 = 0,0082$$

$$\beta_1 = 0,85 \text{ (untuk } f_c' < 30 \text{ MPa)}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

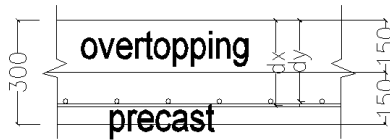
$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,85 \times 11,25}{170} \times \frac{600}{600 + 170} = 0,0373$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0373 = 0,0279$$

$$\begin{aligned} dy &= t - \text{decking} - \text{tul.x} - 0,5\text{tul.y} \\ &= 150 - 50 - 13 - 0,5 \times 16 \\ &= 79 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$dx = t - \text{decking} - 0,5 \text{ tul.x}$$

$$= 150 - 50 - 13 \times 13 = 93,5 \text{ mm}$$



Gambar 6.31 Kondisi Pelat *precast* saat pelat terpasang

Kadaan 1 sebelum *overtopping* terpasang

Keadan 1 terjadi yaitu saat pelat telah selesai diangkat dan diletakkan pada posisi yang seharusnya. Dimana beban yang diterima oleh pelat lantai adalah beban sendiri dan beban pekerja.

$$\begin{aligned} Q_{u1} &= DL + LL \\ &= 360 + 250 = 610 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Dimensi pelat A1:

$$l_y = 3 \text{ m}$$

$$l_x = 1,075 \text{ m}$$

$$l_y/l_x = 3/1,075 = 2,8 > 2 \text{ (pelat satu arah)}$$

pada kondisi pelat lantai saat ini dianggap pelat terjepit elastis keempat sisinya. Sehingga sesuai dengan PBI 1971 didapat :

$$X = 62$$

$$Y = 38$$

$$M_{tx} = M_{lx} = 0,001 \times q_u \times l_x^2 \times X = 0,01 \times 610 \times 1,075^2 \times 62$$

$$M_{tx} = 43,706 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = M_{ly} = 0,001 \times q_u \times l_y^2 \times Y = 0,01 \times 610 \times 3^2 \times 38$$

$$M_{tx} = 208,62 \text{ kg.m}$$

$$M_{nx} = M_{ux}/0.8 = (43,706/1000)/0.8 = 0.0546321 \text{ ton.m}$$

$$= 546321,719 \text{ N.mm}$$

$$R_{nx} = \frac{M_{nx}}{1000 \times d_x^2} = \frac{546321,719}{1000 \times 79^2} = 0,0875$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{17,778} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17,778 \times 0,0875}{170}} \right) = 0,000517$$

$$\begin{aligned} M_{ny} &= M_{uy}/0.8 = (208,62/1000)/0.8 = 0,260775 \text{ ton.m} \\ &= 2607750 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$R_{ny} = \frac{M_{ny}}{1000 \times d y^2} = \frac{2607750}{1000 \times 93,5^2} = 0,2983$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{17,778} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17,778 \times 0,2983}{170}} \right) = 0,00178$$

Tulangan Arah X

Karena pelat tipe A1 adalah pelat 1 arah, dimana $l_y/l_x > 2$. Maka digunakan rasio tulangan susut arah X sebesar 0,0018.

$$\rho_{\min} = 0,0018$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 0,0018 \times 1000 \times 79 = 142,2 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ D13} = 0.25 \times \pi \times D^2 = 0.25 \times \pi \times 13^2 = 132,732 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} S &= A_s \text{ D13} \times b / A_{s \text{ perlu}} = 132,732 \times 1000 / 142,2 \\ &= 933,4198 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan S sebesar 200 mm

$$\begin{aligned} A_s \text{ pakai} &= A_s \text{ D13} \times b / S_{\text{pakai}} = 132,732 \times 1000 / 200 \\ &= 663,6614 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu (OK)} \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan arah X dipakai D13-200.

Tulangan Arah Y

$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$, maka digunakan ρ_{\min}

$$A_s \text{ perlu Y} = \rho \times b \times d = 0.0082 \times 1000 \times 93,5 = 770 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ D16} = 0.25 \times \pi \times D^2 = 0.25 \times \pi \times 16^2 = 201,062 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} S &= A_s \text{ D16} \times b / A_{s \text{ perlu}} = 201,062 \times 1000 / 770 \\ &= 261,119 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan S sebesar D16 - 250 mm

$$A_s \text{ pakai} = A_s \text{ D16} \times b / S_{\text{pakai}} = 201,062 \times 1000 / 250$$

$$= 804,248 \text{ mm}^2 > \text{As perlu (OK)}$$

Maka untuk tulangan arah Y dipakai D16-250.

Untuk perhitungan pelat sebelum *overtopping* terpasang dihitung dengan cara yang sama. Sehingga untuk penulangan pelat dermaga sebelum *overtopping* terpasang seperti pada Lampiran 3.

Keadaan 2 saat *overtopping* terpasang

Keadaan 2 terjadi yaitu saat pelat telah selesai diangkat dan diletakkan pada posisi yang seharusnya, dan dilanjutkan dengan tahap penuangan beton. Dimana beban yang diterima oleh pelat lantai adalah beban sendiri, beban pekerja, dan beban *overtopping* (beton basah) itu sendiri.

$$\begin{aligned} Q_{u2} &= DL + LL \\ &= 828 + 250 = 1078 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Dimensi pelat A1:

$$l_y = 3 \text{ m}$$

$$l_x = 1,075 \text{ m}$$

$$l_y/l_x = 3/1,075 = 2,8 > 2 \text{ (pelat satu arah)}$$

pada kondisi pelat lantai saat ini dianggap pelat terjepit elastis keempat sisinya. Sehingga sesuai dengan PBI 1971 didapat :

$$X = 62$$

$$Y = 38$$

$$M_{tx} = M_{lx} = 0,001 \times q_u \times l_x^2 \times X = 0,01 \times 1078 \times 1,075^2 \times 62$$

$$M_{tx} = 77,237 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = M_{ly} = 0,001 \times q_u \times l_y^2 \times Y = 0,01 \times 1078 \times 3^2 \times 38$$

$$M_{tx} = 368,68 \text{ kg.m}$$

$$M_{nx} = M_{ux}/0.8 = (77,237 / 1000)/0.8 = 0.0965466 \text{ ton.m}$$

$$= 965466,906 \text{ N.mm}$$

$$R_{nx} = \frac{M_{nx}}{1000 \times d_x^2} = \frac{965466,906}{1000 \times 79^2} = 0,15470$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{17,778} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17,778 \times 0,15470}{170}} \right) = 0,000917$$

$$\begin{aligned} M_{ny} &= M_{uy}/0.8 = (368,68/1000)/0.8 = 0,460845 \text{ ton.m} \\ &= 4608450 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$R_{ny} = \frac{M_{ny}}{1000 \times d y^2} = \frac{4608450}{1000 \times 93,5^2} = 0,527147$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{17,778} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17,778 \times 0,527147}{170}} \right) = 0,003191$$

Tulangan Arah X

Karena pelat tipe A1 adalah pelat 1 arah, dimana $l_y/l_x > 2$. Maka digunakan rasio tulangan susut arah X sebesar 0,0018.

$$\rho_{\min} = 0,0018$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 0,0018 \times 1000 \times 79 = 142,2 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ D13} = 0.25 \times \pi \times D^2 = 0.25 \times \pi \times 13^2 = 132,732 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} S &= A_s \text{ D13} \times b / A_{s \text{ perlu}} = 132,732 \times 1000 / 142,2 \\ &= 933,4198 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan S sebesar 200 mm

$$\begin{aligned} A_s \text{ pakai} &= A_s \text{ D13} \times b / S_{\text{pakai}} = 132,732 \times 1000 / 200 \\ &= 663,6614 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu (OK)} \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan arah X dipakai D13-200.

Tulangan Arah Y

$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$, maka digunakan ρ_{\min}

$$A_s \text{ perlu Y} = \rho \times b \times d = 0.0082 \times 1000 \times 93,5 = 770 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ D16} = 0.25 \times \pi \times D^2 = 0.25 \times \pi \times 16^2 = 201,062 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} S &= A_s \text{ D16} \times b / A_{s \text{ perlu}} = 201,062 \times 1000 / 770 \\ &= 261,119 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan S sebesar D16 - 250 mm

$$\begin{aligned} A_s \text{ pakai} &= A_s \text{ D16} \times b / S_{\text{pakai}} = 201,062 \times 1000 / 250 \\ &= 804,248 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu (OK)} \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan arah Y dipakai D16-250.

Untuk perhitungan pelat sebelum *overtopping* terpasang dihitung dengan cara yang sama. Sehingga untuk penulangan pelat dermaga sebelum *overtopping* terpasang seperti pada lampiran 4.

➤ Penulangan Pelat saat Monolit

Pelat yang telah monolit dihitung berdasarkan beban – beban yang diterima langsung oleh pelat lantai seperti, beban kendaraan dan beban sendiri pelat.

(Setelah Monolit)

$$\begin{aligned} Q_u &= DL + LL \\ &= 770 + 4596,154 = 8277,85 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Pelat Tipe A1

Tebal = 150 mm (pelat *precast*)

b (lebar yang ditinjau) = 1000 mm

f_c' ijin = 11,25 MPa

f_s = 170 MPa

Decking = 50 mm

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{170}{0,85 \times 11,25} = 17,778$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y = 1,4/170 = 0,0082$$

$$\beta_1 = 0,85 \text{ (untuk } f_c' < 30 \text{ MPa)}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,85 \times 11,25}{170} \times \frac{600}{600 + 170} = 0,0373$$

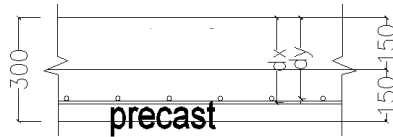
$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0373 = 0,0279$$

Kondisi Monolit

$$d_y = t - \text{decking} - 0,5 \text{ tul.x}$$

$$= 300 - 50 - 13 - 0.5 \times 16 = 229$$

$$\begin{aligned} dx &= t - \text{decking} - \text{tul.x} - 0.5 \text{ tul.y} \\ &= 300 - 50 - 0.5 \times 16 \text{ mm} = 243,5 \text{ mm} \end{aligned}$$



Gambar 6.32 Kondisi Pelat saat monolit

pada kondisi pelat lantai saat ini dianggap pelat terjepit penuh pada keempat sisinya. Sehingga sesuai dengan PBI 1971 didapat :

$$X = 83$$

$$Y = 57$$

$$M_{tx} = M_{lx} = 0,001 \times q_u \times l_x^2 \times X$$

$$M_{tx} = 0,01 \times 8277,85 \times 1,075^2 \times 83 = 793,99 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = M_{ly} = 0,001 \times q_u \times l_y^2 \times Y = 0,01 \times 8277,85 \times 3^2 \times 57$$

$$M_{tx} = 4246,5 \text{ kg.m}$$

$$M_{nx} = M_{ux}/0.8 = (793,99/1000)/0.8 = 0,9924814185 \text{ ton.m}$$

$$= 9924814,185 \text{ N.mm}$$

$$R_{nx} = \frac{M_{nx}}{1000 \times dx^2} = \frac{9924814,185}{1000 \times 229^2} = 0,00001339$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{17,778} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17,778 \times 0,00001339}{170}} \right) = 0,00000007877$$

$$M_{ny} = M_{uy}/0.8 = (4246,5/1000)/0.8 = 5,308168846 \text{ ton.m}$$

$$= 53081688,46 \text{ N.mm}$$

$$R_{ny} = \frac{M_{ny}}{1000 \times dy^2} = \frac{53081688,46}{1000 \times 243,5^2} = 1,012217$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{17,778} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17,778 \times 1,012217}{170}} \right) = 0,00631$$

Tulangan Arah X

Untuk penulangan arah X dipasang dengan ketentuan besar rasio luas tulangan terhadap luas penampang beton struktur dengan $f_y = 400$ MPa sebesar 0,0018.

$$\text{As perlu X} = \rho \times b \times d = 0,0018 \times 1000 \times 229 = 412,2 \text{ mm}^2$$

$$\text{As D13} = 0,25 \times \pi \times D^2 = 0,25 \times \pi \times 13^2 = 132,732 \text{ mm}^2$$

$$S = \text{As D13} \times b / \text{As perlu} = 132,732 \times 1000 / 412,2 = 322,009 \text{ mm}$$

Digunakan S sebesar D13 - 150 mm

$$\begin{aligned} \text{As pakai} &= \text{As D13} \times b / S_{\text{pakai}} = 132,732 \times 1000 / 150 \\ &= 884,882 \text{ mm}^2 > \text{As perlu (OK)} \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan arah X dipakai D13-150.

Tulangan Arah Y

$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$, maka digunakan ρ_{\min}

$$\text{As perlu Y} = \rho \times b \times d = 0,0082 \times 1000 \times 243,5 = 2005,3 \text{ mm}^2$$

$$\text{As D16} = 0,25 \times \pi \times D^2 = 0,25 \times \pi \times 16^2 = 201,062 \text{ mm}^2$$

$$S = \text{As D16} \times b / \text{As perlu} = 201,062 \times 1000 / 2005,3$$

$$= 100,266 \text{ mm}$$

Digunakan S sebesar D16 - 100 mm

$$\begin{aligned} \text{As pakai} &= \text{As D16} \times b / S_{\text{pakai}} = 201,062 \times 1000 / 100 \\ &= 2010,619 \text{ mm}^2 > \text{As perlu (OK)} \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan arah Y dipakai D16-100.

Dari perhitungan berdasarkan kondisi diatas diambil As pakai yang paling besar, maka untuk pelat tipe A1 dipasang :

Tulangan arah Y D16-100

Tulangan arah X D13-150

Untuk perhitungan pelat yang telah monolit dihitung dengan cara yang sama. Sehingga untuk penulangan pelat dermaga yang telah monolit seperti pada lampiran 5.

❖ Pengangkatan Pelat

➤ Panjang Penyaluran Tulangan Pelat

Panjang penyaluran menurut SNI 03-2847-2013 pasal 12.5.1, dimana $l_{dh} > 8db$ dan tidak kurang dari 150 mm.

$$db = 16 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = 8 \times db = 8 \times 16 = 128 \text{ mm}$$

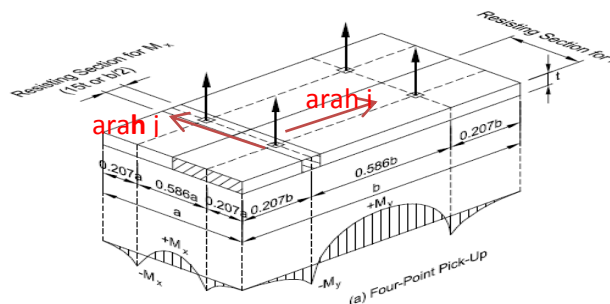
$l_{dh} > 150$, maka panjang penyaluran diambil 160 mm

➤ Perhitungan Tulangan Angkat

Dalam pemasangan pelat pracetak, pelat akan mengalami pengangkatan. Sehingga perlu direncanakan tulangan angkat untuk pelat yang mampu menahan gaya angkat yang bekerja.

Dalam pengangkatan pelat lantai akan direncanakan dengan anggapan sebagai berikut :

1. Gaya akibat pengangkatan akan ditransformasikan kedua arah, yaitu arah i dan arah j. (lihat gambar 6.33)
2. Pengangkatan dari muka pelat diambil 75 cm
3. Dalam pengangkatan ditambahkan faktor kejut sebesar 1,2



Gambar 6.33 Pengangkatan Pelat Lantai

Titik angkat arah i dan j

$$a = 1,075 \text{ m}$$

$$b = 3 \text{ m}$$

$$\text{titik angkat arah i} = 0,207 \times a = 0,207 \times 1,075 = 0,2225 \text{ m}$$

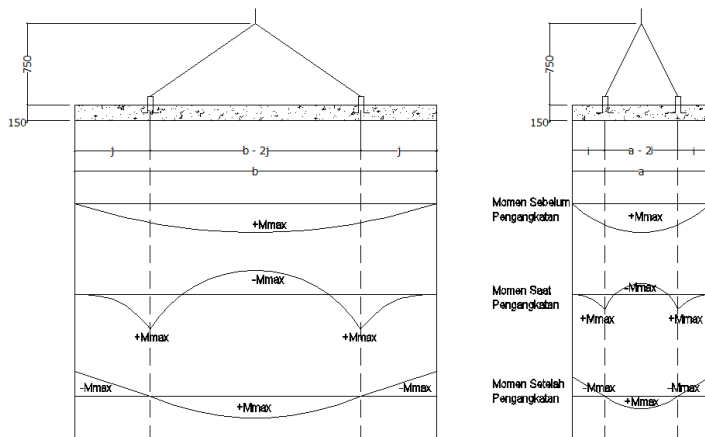
$$\text{titik angkat arah j} = 0,207 \times b = 0,207 \times 3 = 0,621 \text{ m}$$

$$\text{Berat pelat A1} = 1,1 \times 3 \times 0,15 \times 2400 = 1161 \text{ kg}$$

Pengangkatan Pelat A1

Pengangkatan arah i

Pengangkatan arah j



Gambar 6.34 Asumsi Pengangkatan Pelat

$$T_u = k \times 1,95 \times W = 1,2 \times 1,95 \times 1161 = 2716,74 \text{ kg}$$

$$\text{Gaya angkat tiap tulangan } T_u/2 = 2716,74/2 = 1358,37 \text{ kg}$$

Sesuai PBBI pasal 2.2.2, tegangan tarik baja $f_y/1,5$

$$f_y/1,5 = 400 \times 10/1,5 = 2666,667 \text{ kg/cm}^2$$

Diameter tulangan angkat

$$\sqrt{\frac{T_u}{\pi \times \sigma}} = \sqrt{\frac{2716,74}{\pi \times 2666,667}} = 0,569 \text{ cm}$$

$$\text{Sudut angkat } \alpha = 55,145^\circ$$

$$T_u' = T_u \times \cos \alpha = 1358,37 \times \cos 55,145 = 776,311 \text{ kg}$$

$$\alpha_j = \alpha_i = \arctan 675/2 : 750/2 = 0.225 = 12,68^\circ$$

Faktor gaya horisontal

$$T_i = \frac{T_u}{2} \times \cos \alpha = \frac{1358,37}{2} \times \cos 12,68 = 1325,241 \text{ kg}$$

$$P = 1325,241 \text{ kg}$$

Maka diameter tulangan angkat,

$$\sqrt{\frac{T_u}{\pi \times \sigma}} = \sqrt{\frac{1325,241}{\pi \times 2666,667}} = 0,398 \text{ cm}$$

Maka diambil yang terbesar yaitu 5,69 mm, diambil diameter tulangan angkat sebesar 13 mm.

➤ Kontrol Tulangan Angkat

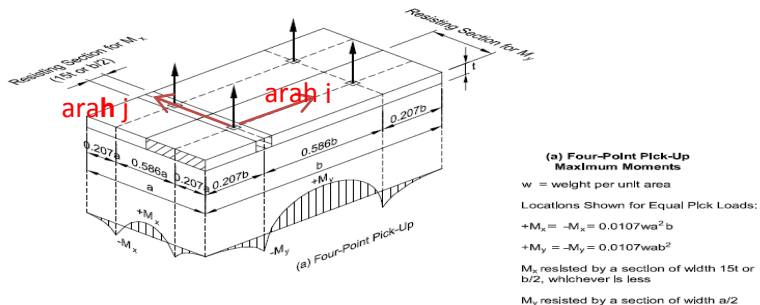
Kontrol untuk tulangan angkat diasumsikan tegangan yang mampu ditahan pelat kurang dari tegangan ijin pelat, yaitu $f_{\text{pelat}} < f_{\text{cr}}$. Direncanakan pelat dapat diangkat ketika umur beton mencapai 3 hari. Sehingga SF untuk pelat sebesar 1,5.

$$SF = 1,5$$

$$f_r = \frac{0,7 \times \sqrt{f_c}}{SF} = \frac{0,7 \times \sqrt{11,25}}{1,5} = 1,565 \text{ MPa}$$

$$y_c = 0,5 \times \text{tebal pelat pracetak} = 0,5 \times 150 = 75 \text{ mm} = 0,075 \text{ m}$$

Berdasarkan *PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Fourth Edition, 1992*. Momen maksimum didapat sesuai gambar dibawah.



Gambar 6.35 Momen Maksimum berdasarkan *PCI Handbook*

Dari gambar 6.35 didapat :

$$M_x = 13,354 \text{ kg.m}$$

$$M_y = 37,268 \text{ kg.m}$$

$$P = T_u/4 = 2716,74/4 = 679,185 \text{ kg}$$

M_y ditahan oleh penampang selebar $b/2 = 300/2 = 150 \text{ cm}$

$$M_y = \frac{P \times y_c}{\tan 45} = \frac{679,185 \times 0,075}{\tan 45} = 50,939 \text{ kg.m}$$

$$M_{\text{tot}} = M_y + M_x = 37,268 + 50,939 = 88,207 \text{ kg.m}$$

$$Z = \frac{1}{6} \times \frac{b}{2} \times x^2 = \frac{1}{6} \times \frac{150}{2} \times x^2 = 1600 \text{ cm}^3$$

$$f_r = 1,565 \text{ MPa}$$

$$f_t = f_b = M_{\text{tot}}/Z = (88,207/10)/(1600/10) = 0,0551 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{pelat}} < f_{\text{cr}} = 0,0551 \text{ MPa} < 1,565 \text{ MPa (OK)}$$

M_x ditahan oleh penampang selebar $b/2 = 107,5/2 = 53,75 \text{ cm}$

$$M_x = \frac{P \times y_c}{\tan 45} = \frac{679,185 \times 0,075}{\tan 45} = 50,939 \text{ kg.m}$$

$$M_{\text{tot}} = M_x + M_y = 13,354 + 50,939 = 64,293 \text{ kg.m}$$

$$Z = \frac{1}{6} \times \frac{b}{2} \times x^2 = \frac{1}{6} \times \frac{53,75}{2} \times x^2 = 573,333 \text{ cm}^3$$

$$f_r = 1,565 \text{ MPa}$$

$$f_t = f_b = M_{\text{tot}}/Z = (64,293/10)/(573,333/10) = 0,112 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{pelat}} < f_{\text{cr}} = 0,112 \text{ MPa} < 1,565 \text{ MPa (OK)}$$

➤ Kontrol Crack

Lebar Crack dihitung berdasarkan SNI pasal 12.6.4 dimana harus kurang dari 0,3 mm.

$$d_c = d + \phi \text{ tul.geser} + 0,5 \times \phi \text{ tul. Lentur} = 50 + 16 + 0,5 \times 13 = 71 \text{ mm} = 0,071 \text{ m}$$

$$A = 2 \times d_c \times b / (A_{s_{\text{pakai}}} / A_s * S) = 2 \times 0,071 \times 1000 / (2010,62 / 201,06 * 100) = 35,12 \text{ mm}^2 = 0,000035 \text{ m}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A} = 170 \times \sqrt[3]{0,071 \times 0,000035} = 2,305 \text{ MN/m}$$

$$w = 11 \times 10^{-6} \times \beta \times Z = 11 \times 10^{-6} \times 0,85 \times 2,305 = 0,0000022 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm (OK)}$$

6.5.2 Perencanaan Struktur Bawah Dermaga

Struktur pondasi penahan dermaga direncanakan dengan dua segmen yang terdiri dari segmen poer (pile cap) dan konfigurasi beberapa titik tiang pancang.

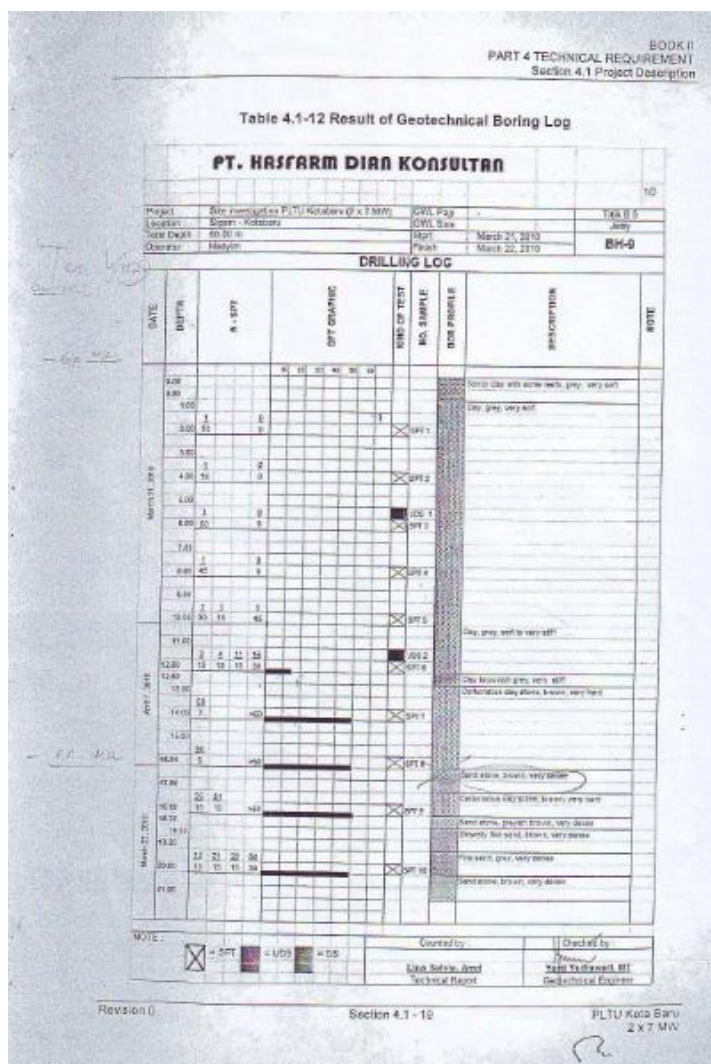
Perhitungan pondasi ini akan dibagi menjadi beberapa bagian untuk memudahkan penyelesaian. Beberapa tahapan analisa tersebut dapat dilihat sebagai berikut :

- Tinjauan data tanah
- Tinjauan spesifikasi tiang pancang
- Perhitungan reaksi tiang pancang dan konfigurasi tiang
- Perhitungan daya dukung dan kontrol stabilitas tiang

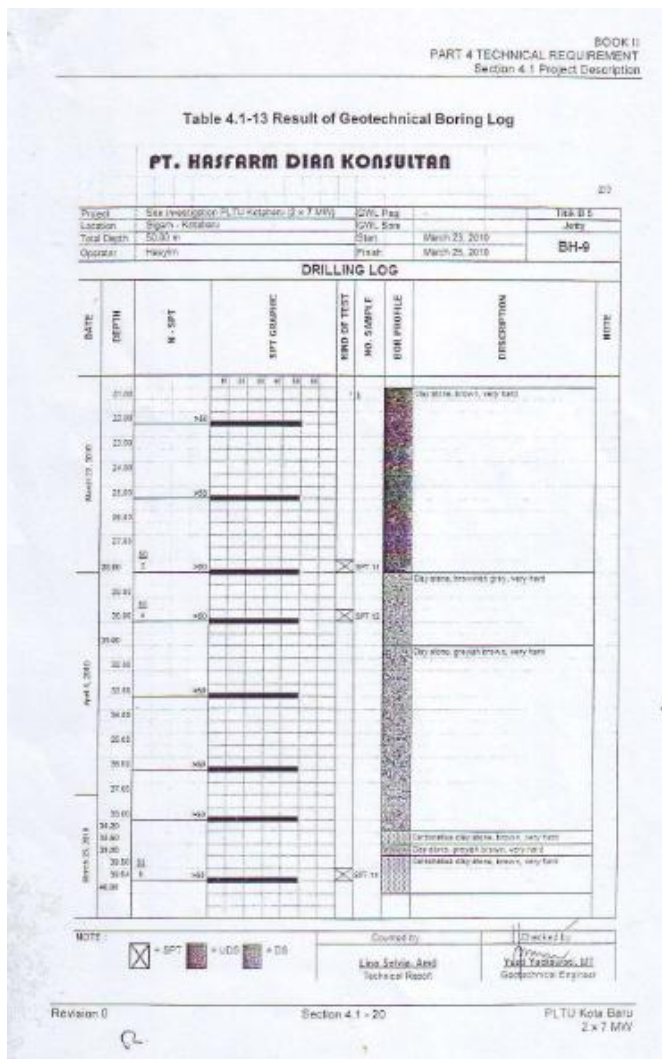
Kebutuhan akan besarnya daya dukung tiang rencana mengacu pada besarnya reaksi tiang yang terjadi berdasarkan hasil perhitungan kombinasi pembebanan pada masing – masing tiang.

6.5.2.1 Analisa Data Tanah

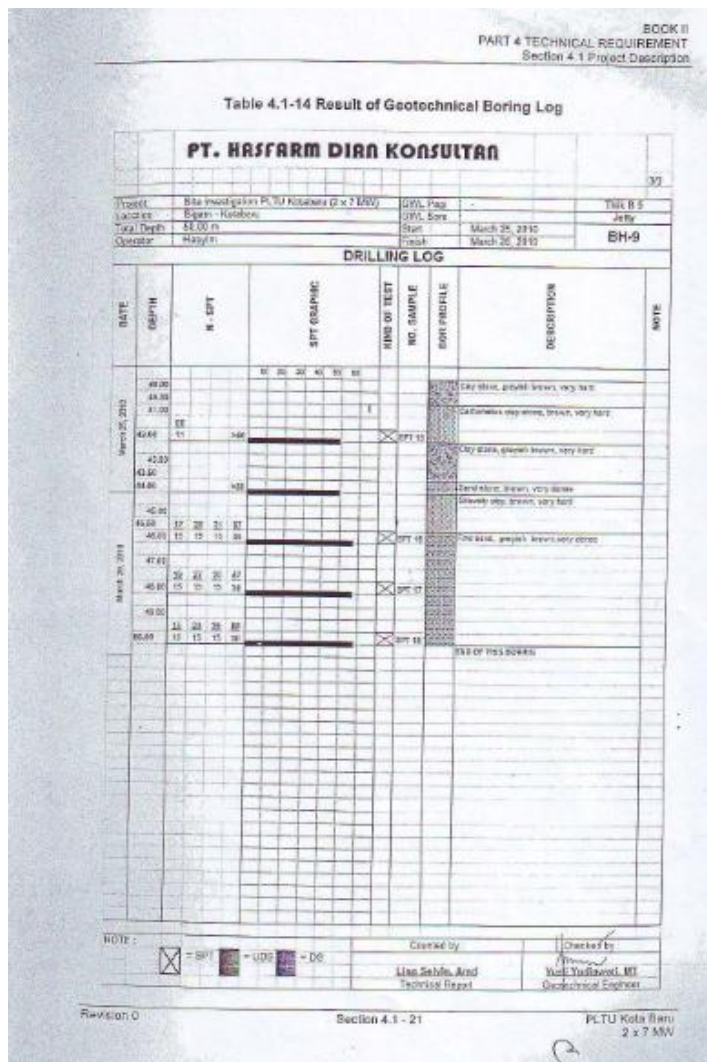
Data tanah pada lokasi dermaga kotabaru diperoleh berdasarkan dari penyelidikan tanah. Data tanah yang dimaksud berupa hasil SPT (*Standard Penetration Test*) dititik BH9 yang dilakukan sedalam 50 m (Gambar 6.37). Perhitungan kebutuhan daya dukung pondasi meliputi kapasitas aksial dari kekuatan daya dukung tanah yang ada dengan menggunakan Metode Luciano Decourt dan Kazuto Nakazawa. Tiang pancang yang digunakan adalah tiang pancang baja dari PT. Gunung Raja Paksi diameter 1016 mm dan 711.2 mm.



Gambar 6.36 Data SPT Dermaga & Trestle BH9



Gambar 6.37 Data SPT Dermaga & Trestle BH9



Gambar 6.38 Data SPT Dermaga & Trestle BH9

Dari data tanah BH9 didapat bahwa deskripsi tanah di lokasi terindikasi adalah tanah keras, dimana nilai N pada kedalaman -14 m hingga -50 m sudah mencapai 50.

6.5.2.2 Tinjauan Spesifikasi Tiang Pancang

Tiang pancang yang digunakan dalam perencanaan dermaga ini adalah tiang pancang baja produk dari PT. Gunung Raja Paksi. Spesifikasi tiang yang akan digunakan adalah sebagai berikut :

Diameter	: 40 inch = 1016 mm, t = 12 mm
Keliling Tiang	: $\pi \times D = \pi \times 1.016 = 3.192 \text{ m}$
d	: $D - 2(t) = 101,6 - 2(1,2) = 99,2 \text{ cm}$
Berat Tiang	: 297.1 kg/m
Momen Inersia (I)	: $\pi/64 \times (D^4 - d^4)$: $\pi/64 \times (101,6^4 - 99,2^4) = 476984,5443 \text{ cm}^4$
Momen Elastis Baja	: 200000 MPa

6.5.2.3 Perhitungan Reaksi Tiang dan Konfigurasi Tiang

Resume tiang diperoleh dengan program bantu SAP 2000 v14. Reaksi dari beban tetap dan beban sementara dapat dilihat pada tabel 6.8 dibawah ini :

Tabel 6.8 Reaksi Tiang Pada Dermaga

Beban Kombinasi	Reaksi Tiang		
	P.Tekan (Ton)	P.Cabut (Ton)	M.Crack (Ton.m)
Beban Tetap			
- 1DL	78,920	0	5,8432
- 1DL + 1LL	112,978	0	7,2112
Beban Sementara			
- 1DL+1UDL+1KEL+1A+1C	115,470	0	16,657
- 1DL+1UDL+1KEL+1BF+1A+1C	115,355	0	16,067
- 1DL+1UDL+1KEL+1MF1+1A+1C+1Exc	132,5401	0	30,044
- 1DL+1UDL+1KEL+1MF2+1A+1C+1Exc	121,7629	4,5518	10,727
- 1DL+1UDL+1KEL+1BF+1EX+1C	117,2937	31,431	15,349
- 1DL+1UDL+1KEL+1BF+1EY+1C	118,853	0	23,085

- 1DL+1UDL+1KEL+1MF1+1EX+1C+1Exc	140,889	43,479	28,181
- 1DL+1UDL+1KEL+1MF1+1EY+1C+1Exc	136,133	10,057	39,026
- 1DL+1UDL+1KEL+1MF2+1EX+1C+1Exc	138,965	66,781	22,567
- 1DL+1UDL+1KEL+1MF2+1EY+1C+1Exc	125,356	32,912	31,719
- 1DL+1A	81,871	0	11,742
- 1DL+1EX	91,709	35,900	13,344
- 1DL+1EY	85,464	2,031	20,358

Dimana :

- DL = Beban Mati
- LL = Beban Hidup
- UDL = Beban Kendaraan Terbagi rata
- KEL = Beban Garis
- A = Beban Arus
- C = Beban Konveyor
- EX = Beban Gempa Arah X
- EY = Beban Gempa Arah Y
- Exc = Beban Excavator

Dari tabel diatas reaksi maksimum adalah :

Beban Tetap

- P Tekan = 112,978 Ton
- P Cabut = 0 Ton
- Momen Crack = 7,2112 Ton.m

Beban Sementara

- P Tekan = 140,889 Ton
- P Cabut = 66,781 Ton
- Momen Crack = 39,026 Ton.m

6.5.2.4 Perhitungan Daya Dukung Tiang

Perhitungan daya dukung tiang berdasarkan data tanah BH9 yang telah didapat. Perhitungan berdasarkan metode Kazuto Nakazawa. Berikut ini penjabaran perhitungan daya dukung tanah:

Tabel 6.9 Data Tanah BH9

Kedalaman (m)	Jenis Tanah	N Rata2	Grafik SPT	f _i (t/m ²)	f _i x l _i (t/m)
0.00	Sandy clay with some reefs, grey, very soft	0	0.00	0	0
-0.50	Sandy clay with some reefs, grey, very soft	0	-0.50	0	0
-1.00	Clay, grey, very soft	0	-1.00	0	0
-1.50	Clay, grey, very soft	0	-1.50	0	0
-2.00	Clay, grey, very soft	0	-2.00	0	0
-2.50	Clay, grey, very soft	0	-2.50	0	0
-3.00	Clay, grey, very soft	0	-3.00	0	0
-3.50	Clay, grey, very soft	0	-3.50	0	0
-4.00	Clay, grey, very soft	0	-4.00	0	0
-4.50	Clay, grey, very soft	0	-4.50	0	0
-5.00	Clay, grey, very soft	0	-5.00	0	0
-5.50	Clay, grey, very soft	0	-5.50	0	0
-6.00	Clay, grey, very soft	0	-6.00	0	0
-6.50	Clay, grey, very soft	0	-6.50	0	0
-7.00	Clay, grey, very soft	0	-7.00	0	0
-7.50	Clay, grey, very soft	0	-7.50	0	0
-8.00	Clay, grey, very soft	0	-8.00	0	0
-8.50	Clay, grey, very soft	0	-8.50	0	0
-9.00	Clay, grey, very soft	0	-9.00	0	0
-9.50	Clay, grey, very soft	0	-9.50	0	0
-10.00	Clay, grey, very soft	0	-10.00	0	0
-10.50	Clay, grey, very soft	0	-10.50	0	0
-11.00	Clay, grey, very soft	0	-11.00	0	0
-11.50	Clay, grey, very soft	0	-11.50	0	0
-12.00	Clay, grey, very soft	15	-12.00	7.5	3.75
-12.50	Clay, brownish grey, very stiff	15	-12.50	7.5	3.75
-13.00	Carbonatius clay stone, brown, very hard	15	-13.00	7.5	3.75
-13.50	Carbonatius clay stone, brown, very hard	15	-13.50	7.5	3.75
-14.00	Carbonatius clay stone, brown, very hard	50	-14.00	12	6
-14.50	Carbonatius clay stone, brown, very hard	50	-14.50	12	6
-15.00	Carbonatius clay stone, brown, very hard	50	-15.00	12	6
-15.50	Carbonatius clay stone, brown, very hard	50	-15.50	12	6
-16.00	Carbonatius clay stone, brown, very hard	50	-16.00	12	6
-16.50	Sand Stone, brown, very dense	50	-16.50	12	6
-17.00	Sand Stone, brown, very dense	50	-17.00	12	6
-17.50	Carbonatius clay stone, brown, very hard	50	-17.50	12	6
-18.00	Carbonatius clay stone, brown, very hard	50	-18.00	12	6
-18.30	Sand Stone, greyish brown, very dense	50	-18.50	12	3.6
-19.00	Gravity free sand, brown, very dense	50	-19.00	12	8.4
-19.20	Gravity free sand, brown, very dense	50	-19.50	12	2.4
-19.50	Fine sand, grey, very dense	50	-20.00	12	3.6
-20.00	Fine sand, grey, very dense	50	-20.50	12	6
-20.50	Sand Stone, brown, very dense	50	-21.00	12	6
-21.00	Sand Stone, brown, very dense	50	-21.50	12	6
-21.50	Clay Stone, brown, very hard	50	-22.00	12	6
-22.00	Clay Stone, brown, very hard	50	-22.50	12	6
-22.50	Clay Stone, brown, very hard	50	-23.00	12	6
-23.00	Clay Stone, brown, very hard	50	-23.50	12	6
-23.50	Clay Stone, brown, very hard	50	-24.00	12	6
-24.00	Clay Stone, brown, very hard	50	-24.50	12	6
-24.50	Clay Stone, brown, very hard	50	-25.00	12	6
-25.00	Clay Stone, brown, very hard	50	-25.50	12	6
-25.50	Clay Stone, brown, very hard	50	-26.00	12	6

-25.50	Clay Stone, brown, very hard	50	-26.00		12	6
-26.00	Clay Stone, brown, very hard	50	-26.50		12	6
-26.50	Clay Stone, brown, very hard	50	-27.00		12	6
-27.00	Clay Stone, brown, very hard	50	-27.50		12	6
-27.50	Clay Stone, brown, very hard	50	-28.00		12	6
-28.00	Clay Stone, brown, very hard	50	-28.50		12	6
-28.50	Clay Stone, brownish grey, very hard	50	-29.00		12	6
-29.00	Clay Stone, brownish grey, very hard	50	-29.50		12	6
-29.50	Clay Stone, brownish grey, very hard	50	-30.00		12	6
-30.00	Clay Stone, brownish grey, very hard	50	-30.50		12	6
-30.50	Clay Stone, brownish grey, very hard	50	-31.00		12	6
-31.00	Clay Stone, brownish grey, very hard	50	-31.50		12	6
-31.50	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-32.00		12	6
-32.00	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-32.50		12	6
-32.50	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-33.00		12	6
-33.00	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-33.50		12	6
-33.50	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-34.00		12	6
-34.00	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-34.50		12	6
-34.50	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-35.00		12	6
-35.00	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-35.50		12	6
-35.50	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-36.00		12	6
-36.00	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-36.50		12	6
-36.50	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-37.00		12	6
-37.00	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-37.50		12	6
-37.50	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-38.00		12	6
-38.00	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-38.50		12	6
-38.20	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-39.00		12	2.4
-38.50	Carbonatius clay stone, brown, very hard	50	-39.50		12	3.6
-39.00	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-40.00		12	6
-39.50	Carbonatius clay stone, brown, very hard	50	-40.50		12	6
-39.64	Carbonatius clay stone, brown, very hard	50	-41.00		12	1.68
-40.00	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-41.50		12	4.32
-40.30	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-42.00		12	3.6
-41.00	Carbonatius clay stone, brown, very hard	50	-42.50		12	8.4
-41.50	Carbonatius clay stone, brown, very hard	50	-43.00		12	6
-42.00	Carbonatius clay stone, brown, very hard	50	-43.50		12	6
-42.50	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-44.00		12	6
-43.00	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-44.50		12	6
-43.50	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-45.00		12	6
-44.00	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-45.50		12	6
-44.50	Gravity Clay, brown, very dense	50	-46.00		12	6
-45.00	Gravity Clay, brown, very dense	50	-46.50		12	6
-45.50	Gravity Clay, brown, very dense	50	-47.00		12	6
-46.00	Free Sand, greyish brown, very dense	57	-47.50		12	6
-46.50	Free Sand, greyish brown, very dense	57	-48.00		12	6
-47.00	Free Sand, greyish brown, very dense	57	-48.50		12	6
-47.50	Free Sand, greyish brown, very dense	57	-49.00		12	6
-48.00	Free Sand, greyish brown, very dense	57	-49.50		12	6
-48.50	Free Sand, greyish brown, very dense	57	-50.00		12	6
-49.00	Free Sand, greyish brown, very dense	57			12	6
-49.50	Free Sand, greyish brown, very dense	57			12	6
-50.00	Free Sand, greyish brown, very dense	58			12	6

f_i = intensitas geser dinding tiang, tanah kohesif $N/2$ (≤ 12)

l_i = tebal lapisan tanah

$$\sum f_i \times l_i = 129 \text{ t/m (dikedalaman 23m)}$$

❖ Gaya Geser Maksimum Dinding Tiang (Rf)

$$\begin{aligned} R_f &= \text{Keliling Tiang} \times \sum f_i \times l_i \\ &= 3,192 \times 129 = 411,750 \text{ ton} \end{aligned}$$

❖ Daya Dukung Pada Ujung Tiang (Rp)

$$R_p = q_d \times A$$

$$A = 0,811 \text{ m}^2$$

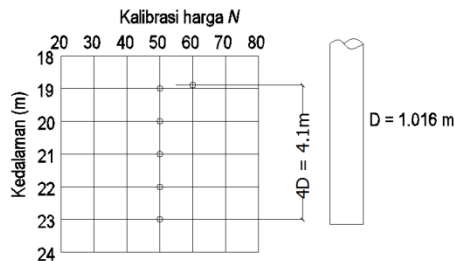
Mencari q_d berdasarkan metode Kazuto dimana :

Harga N rencana dari tanah pondasi

$$N = (N_1 + N_2)/2 \quad (N \leq 40)$$

$$N_1 = 50$$

$$\begin{aligned} N_2 &= \text{Harga rata - rata pada jarak } 4D \text{ dari ujung tiang} \\ &= 4 \times 1,016 \text{ m} = 4,1 \text{ m} \end{aligned}$$



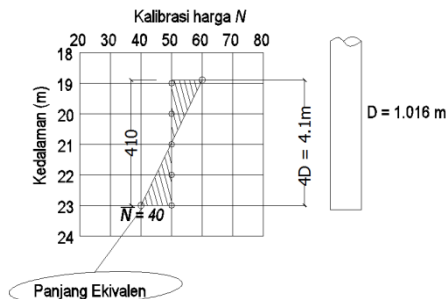
Gambar 6.39 Mencari harga N_2

$$N_2 = (50+50+50+50+50)/5 = 50$$

$$N = (50 + 50)/2 \quad (N \leq 40)$$

$$N = 50 \geq 40$$

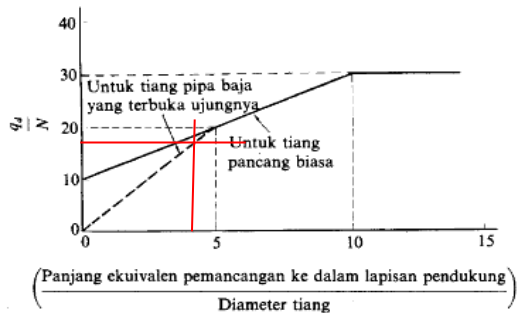
N diambil 40



Gambar 6.40 Mencari harga i (panjang ekuivalen)

$$i/D = 4,1/1,016 = 4,035$$

dari nilai diatas dimasukkan sesuai dengan gambar 6.40 dibawah ini.



Gambar 6.41 Mencari harga q_d/N

Didapat

$$q_d/N = 18$$

$$q_d = 18 \times N$$

$$q_d = 18 \times 40 = 720 \text{ ton/m}^2$$

$$R_p = q_d \times A$$

$$= 720 \times 0,811 = 583,727 \text{ ton}$$

❖ Daya Dukung Ultimit Tiang (R_u)

$$R_u = R_p + R_f$$

$$= 583,727 + 411,750$$

$$= 995,477 \text{ ton}$$

❖ Daya Dukung Ijin Tiang (R_a)

$$R_a = R_u/SF$$

$$= 995,477/3$$

$$= 331,826 \text{ ton} > 140,889 \text{ Ton (OK)}$$

Dari perhitungan daya dukung tiang didapatkan bahwa reaksi Tiang rencana lebih besar dari reaksi yang terjadi. Sehingga tiang dengan dimensi 40 inch atau 1016 mm dapat memenuhi syarat kekuatan.

❖ Kapasitas Cabut Ijin Tiang (Pc)

$$P_c = (R_f + W_p)/SF$$

$$R_f = 411.750 \text{ ton}$$

$$W_p = 297,1 \text{ kg/m} \times 30 \text{ m} = 8,913 \text{ ton}$$

$$SF \text{ untuk cabut diambil } 6$$

$$P_c = (411,750 + 8,921) \times 1/6$$

$$= 70,110 \text{ ton} > 66,781 \text{ ton (OK)}$$

Dari perhitungan kapasitas cabut ijin tiang didapatkan bahwa reaksi ijin tiang rencana lebih besar dari reaksi cabut yang terjadi. Sehingga tiang dengan dimensi 40 inch atau 1016 mm dapat memenuhi syarat kekuatan.

❖ Kapasitas Daya Dukung Horisontal Pondasi Tiang

Menurut buku Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi karangan Kazuto, tiang pancang dibagi menjadi 2 tipe. Yaitu tipe 1 adalah tiang – tiang yang terbenam didalam tanah dan tipe 2 adalah tiang – tiang yang menonjol diatas tanah.

Pada perencanaan pondasi dermaga, trestle, dolphin, pondasi catwalk, dan abutment digunakan tipe 2. Untuk tiang – tiang yang menonjol diatas tanah digunakan formula sebagai berikut :

$$H_a = \frac{4EI.\beta^3}{1 + \beta h} \delta_a$$

Dimana,

H_a = Daya dukung mendatar yang diizinkan (kg)

k = koefisien reaksi lapisan tanah dibawah permukaan dalam arah vertikal (kg/m^3)

D = diameter tiang (cm)

EI = Kekakuan lentur dari tiang (kg/cm^{-1})

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4EI}} (\text{cm}^{-1})$$

h = Panjang tiang yang menonjol diatas tanah (cm)

δa = Besarnya pergeseran normal (cm), diambil 1 cm

Data tiang dan data tanah :

h = 700 cm = 7 m

Nilai N-SPT rata – rata dasar sungai, diambil = 22,0833

D = 1,016 m

fy = 370 MPa

E = 2000000 kg/cm²

I = 476984,5443 cm⁴

Ho = 17,642 (Hasil Run SAP 2000)

Modulus deformasi Tanah (Eo)

Eo = 28 x N = 28 x 22,0833 = 618,333

Koefisien Reaksi Tanah Dasar (k)

k = 0,2 x Eo x D^{-3/4} x y^{-1/2}, dengan y diambil 1cm
 = 0,2 x 618,333 x 101,6^{-3/4} x 1^{-1/2} = 3,864 kg/cm³

Deformasi tiang didasar Pile Cap (δ)

δa = 1 cm

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{3,864 \times 101,6}{4EI}} = 0,00318 \text{ cm}^{-1} = 0,318 \text{ m}^{-1}$$

Daya dukung gaya horisontal tiang tegak (Ha), untuk pergeseran sebesar “δ” :

$$Ha = \frac{4 \times 2000000 \times 476984,5443 \times 0,00318^3}{1 + 0,00318 \times 700} \times 1 = 38,173 \text{ ton}$$

Dari perhitungan diatas Ha > Ho, sehingga tiang mampu menahan tegangan horisontal aktual.

❖ Momen Lentur aktual pada kepala tiang (M_o)

$$M_o = \frac{1 + \beta h}{2\beta} H = \frac{1 + 0,318 \times 7}{2 \times 0,318} 38,173 = 193,533 \text{ ton.m}$$

Dari perhitungan diatas $M_o > \text{Momen Crack} = 39,026 \text{ Ton.m}$

, sehingga tiang mampu menahan momen yang terjadi.

Dari perhitungan diatas dapat disimpulkan bahwa tiang pipa baja diameter 1016 mm dapat dipakai sebagai tiang pancang pondasi dermaga.

6.5.2.5 Perencanaan Pondasi

Pada pondasi dermaga dibagi menjadi 2 tipe pondasi. Pondasi P1 dengan dimensi 2 x 2 x 1 m, sedangkan untuk pondasi P2 dengan dimensi 4 x 2 x 1 m. Untuk menghitung pondasi (pile cap) dapat dilakukan sebagaimana di bawah ini.

❖ Pondasi P1

$$P = 77,3748 \text{ ton (hasil Run SAP 2000)}$$

$$H_x = 1,4301 \text{ ton}$$

$$H_y = 1,4404 \text{ ton}$$

$$M_{ux} = 38,72743 \text{ ton.m}$$

$$M_{uy} = 25,37917 \text{ ton.m}$$

$$R_a = 331,826 \text{ ton}$$

Dimensi Poer

$$p = 2 \text{ m}$$

$$l = 2 \text{ m}$$

$$t = 1 \text{ m}$$

jumlah tiang yang dibutuhkan (n)

$$n = P/R_a = 77,3748/331,826 = 0,2333 \text{ buah} = 1 \text{ buah}$$

Pondasi tiang direncanakan $D = 101,6 \text{ cm}$

$$\text{Berat Poer (W)} = 2 \times 2 \times 1 \times 2,4 = 9,6 \text{ ton}$$

$$\text{Kapasitas Poer} = R_a + W = 331,826 + 9,6 = 341,426 \text{ ton} > P \text{ (OK)}$$

➤ Kontrol Geser

$$t = 1000 \text{ mm}$$

$$f_c'_{ijin} = 11,25 \text{ MPa}$$

$$bw = 8000 \text{ mm (keliling)}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times bw \times t = \frac{1}{6} \times \sqrt{11,25} \times 8000 \times 1000 = 4472135,955 \text{ N}$$

$$V_c = 447,214 \text{ ton}$$

$$V < 0,75V_c = 77,375 \text{ ton} < 0,75(447,214) = 335,410 \text{ ton} \\ (\text{OK})$$

➤ Penulangan Pondasi P1

Arah X

$$b = 2000 \text{ mm}$$

$$t = 1000 \text{ mm}$$

$$l = 2000 \text{ mm}$$

$$\text{tul. Y} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{tul. X} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{decking} = 75 \text{ mm}$$

$$dx = 1000 - (75 - 0,5 \times 25) = 937,5 \text{ mm}$$

$$M_{ux} = 38,72743 \text{ ton}$$

$$M_n = M_u / \phi = 38,72743 / 0,8 = 48,4092875 \text{ ton.m}$$

$$= 484092875 \text{ N.mm}$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85f_c' \times \beta}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85(25) \times 0,85}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0271$$

$$\rho_{\text{min}} = 1,4 / f_y = 0,0035$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} = 0,02032$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times dx^2} = \frac{484092875}{0,8 \times 2000 \times 937,5^2} = 0,3442$$

$$m = f_y / 0,85f_c' = 400 / (0,85 \times 25) = 18,824$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{18,824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,824 \times 0,3442}{400}} \right) = 0,000867$$

$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}}$ tidak memenuhi, maka digunakan ρ_{min} .

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d = 0,0035 \times 2000 \times 937,5 = 6562,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\phi} = 0,25 \times \pi \times D^2 = 0,25 \times \pi \times 25^2 = 490,874 \text{ mm}^2$$

$$S = A_{s\phi} \times b / A_{s_{\text{perlu}}} = 490,874 \times 2000 / 6562,5 = 149,6 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pakai}} = 125 \text{ mm}$$

$$A_{s_{\text{pakai}}} = A_{s\phi} \times b / S_{\text{pakai}} = 490,874 \times 2000 / 125 = 7853,982 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Maka untuk tulangan arah X digunakan D25-125

Arah Y

$$b = 2000 \text{ mm}$$

$$t = 1000 \text{ mm}$$

$$l = 2000 \text{ mm}$$

$$\text{tul. Y} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{tul. X} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{decking} = 75 \text{ mm}$$

$$\text{dy} = 1000 - (75 - 25 - 0,5 \times 25) = 962,5 \text{ mm}$$

$$M_{uy} = 25,379 \text{ ton}$$

$$M_n = M_u / \phi = 25,379 / 0,8 = 31,7239625 \text{ ton.m}$$

$$= 317239625 \text{ N.mm}$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 f_c' \times \beta}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85(25) \times 0,85}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0271$$

$$\rho_{\text{min}} = 1,4 / f_y = 0,0035$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} = 0,02032$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times d \times x^2} = \frac{317239625}{0,8 \times 4000 \times 962,5^2} = 0,2140$$

$$m = f_y / 0,85 f_c = 400 / (0,85 \times 25) = 18,824$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{18,824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,824 \times 0,2140}{400}} \right) = 0,000538$$

$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}}$ tidak memenuhi, maka digunakan ρ_{min} .

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d = 0,0035 \times 4000 \times 962,5 = 6737,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\phi} = 0,25 \times \pi \times D^2 = 0,25 \times \pi \times 25^2 = 490,874 \text{ mm}^2$$

$$S = A_{s\phi} \times b / A_{s_{\text{perlu}}} = 490,874 \times 4000 / 6737,5 = 145,71 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pakai}} = 125 \text{ mm}$$

$$A_{s_{\text{pakai}}} = A_{s\phi} \times b / S_{\text{pakai}} = 490,874 \times 2000 / 125 = 7853,982 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Maka untuk tulangan arah Y digunakan D25-125

❖ Pondasi P2

$$P = 43,8022 \text{ ton (hasil Run SAP 2000)}$$

$$H_x = 20,4216 \text{ ton}$$

$$H_y = 8,7055 \text{ ton}$$

$$M_{ux} = 60,43985 \text{ ton.m}$$

$$M_{uy} = 47,15913 \text{ ton.m}$$

$$R_a = 331,826 \text{ ton}$$

Dimensi Poer

$$p = 4 \text{ m}$$

$$l = 2 \text{ m}$$

$$t = 1 \text{ m}$$

jumlah tiang yang dibutuhkan (n)

$$n = P / R_a = 43,8022 / 331,826 = 0,132 \text{ buah} = 2 \text{ buah}$$

Pondasi tiang direncanakan $D = 101,6 \text{ cm}$

Jarak as – as antar tiang direncanakan

$$2,5D \leq S \leq 3D = 2,5(101,6) = 254 \text{ cm} \leq S \leq 3(101,6) = 304,8 \text{ cm}$$

$$S = 2 \text{ m}$$

$$m = 1 \text{ (jumlah baris tiap pancang dalam 1 baris)}$$

$n = 2$ (jumlah kolom tiang pancang)

$$\tilde{\eta} = 1 - \arctan \frac{d}{s} \times \frac{(m-1)n + (n-1)m}{90 \times m \times n}$$

$$\tilde{\eta} = 1 - \arctan \frac{1,016}{2} \times \frac{(1-1)2 + (2-1)1}{90 \times 1 \times 2} = 0,850$$

sehingga $R_{a \text{ ijin grup}} = \tilde{\eta} \times R_{a \text{ ijin tiang}} \times n$

$$R_{a \text{ ijin grup}} = 0,850 \times 331,826 \times 2 = 564,359 \text{ ton}$$

$R_{a \text{ ijin}} > R_{a \text{ ijin grup}}$ (tiang kelompok mampu menahan beban)

$$\text{Berat Poer (W)} = 2 \times 2 \times 1 \times 2,4 = 9,6 \text{ ton}$$

$$\text{Kapasitas Poer} = R_a + W = 331,826 + 9,6 = 341,426 \text{ ton} <$$

$R_{a \text{ ijin grup}}$ (OK)

➤ Kontrol Geser

$$t = 1000 \text{ mm}$$

$$f_c' \text{ ijin} = 11,25 \text{ MPa}$$

$$bw = 12000 \text{ mm (keliling)}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times bw \times t = \frac{1}{6} \times \sqrt{11,25} \times 12000 \times 1000 = 6708203,932 \text{ N}$$

$$V_c = 670,820 \text{ ton}$$

$$V < 0,75V_c = 43,8022 \text{ ton} < 0,75(670,82) = 503,115 \text{ ton}$$

(OK)

➤ Penulangan Pondasi P2

Arah X

$$b = 2000 \text{ mm}$$

$$t = 1000 \text{ mm}$$

$$l = 4000 \text{ mm}$$

$$\text{tul. Y} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{tul. X} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{decking} = 75 \text{ mm}$$

$$dx = 1000 - (75 - 0,5 \times 25) = 937,5 \text{ mm}$$

$$M_{ux} = 60,4399 \text{ ton}$$

$$M_n = M_u/\phi = 60,4399/0,8 = 75,5498125 \text{ ton.m}$$

$$= 755498125 \text{ N.mm}$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 f_c' \times \beta}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85(25) \times 0,85}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0271$$

$$\rho_{\text{min}} = 1,4/f_y = 0,0035$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} = 0,02032$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times d x^2} = \frac{755498125}{0,8 \times 2000 \times 937,5^2} = 0,5372$$

$$m = f_y/0,85 f_c = 400/(0,85 \times 25) = 18,824$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{18,824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,824 \times 0,5372}{400}} \right) = 0,00136$$

$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}}$ tidak memenuhi, maka digunakan ρ_{min} .

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d = 0,0035 \times 2000 \times 937,5 = 6562,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\phi} = 0,25 \times \pi \times D^2 = 0,25 \times \pi \times 25^2 = 490,874 \text{ mm}^2$$

$$S = A_{s\phi} \times b / A_{s_{\text{perlu}}} = 490,874 \times 2000 / 6562,5 = 149,6 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pakai}} = 125 \text{ mm}$$

$$A_{s_{\text{pakai}}} = A_{s\phi} \times b / S_{\text{pakai}} = 490,874 \times 2000 / 125 = 7853,982 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Maka untuk tulangan arah X digunakan D25-125

Arah Y

$$b = 2000 \text{ mm}$$

$$t = 1000 \text{ mm}$$

$$l = 4000 \text{ mm}$$

$$\text{tul. Y} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{tul. X} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{decking} = 75 \text{ mm}$$

$$dy = 1000 - (75 - 25 - 0,5 \times 25) = 962,5 \text{ mm}$$

$$M_{uy} = 47,159 \text{ ton}$$

$$M_n = M_u/\phi = 47,159/0,8 = 58,9489125 \text{ ton.m}$$

$$= 589489125 \text{ N.mm}$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85f_c' \times \beta}{f_y} \times \left(\frac{600}{600+f_y} \right)$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85(25) \times 0,85}{400} \times \left(\frac{600}{600+400} \right) = 0,0271$$

$$\rho_{\text{min}} = 1,4/f_y = 0,0035$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} = 0,02032$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times d \times x^2} = \frac{589489125}{0,8 \times 4000 \times 962,5^2} = 0,398$$

$$m = f_y/0,85f_c' = 400/(0,85 \times 25) = 18,824$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{18,824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,824 \times 0,398}{400}} \right) = 0,00100$$

$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}}$ tidak memenuhi, maka digunakan ρ_{min} .

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d = 0,0035 \times 4000 \times 962,5 = 6737,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\phi} = 0,25 \times \pi \times D^2 = 0,25 \times \pi \times 25^2 = 490,874 \text{ mm}^2$$

$$S = A_{s\phi} \times b/A_{s_{\text{perlu}}} = 490,874 \times 4000/6737,5 = 145,71 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pakai}} = 125 \text{ mm}$$

$$A_{s_{\text{pakai}}} = A_{s\phi} \times b/S_{\text{pakai}} = 490,874 \times 2000/125 = 7853,982 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Maka untuk tulangan arah Y digunakan D25-125

6.6 Perencanaan Struktur Trestle

Pada perencanaan struktur trestle dibagi menjadi 2 bagian yaitu perencanaan struktur atas trestle yang terdiri dari balok dan pelat lantai trestle serta perencanaan struktur bawah trestle berupa pondasi yang meliputi perencanaan tiang pancang dan perencanaan poer.

6.6.1 Perencanaan Struktur Atas Trestle

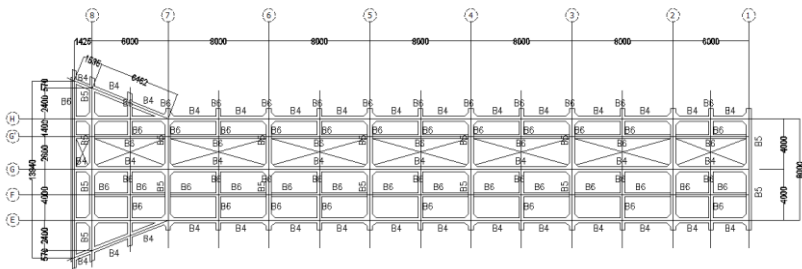
Pada perencanaan struktur atas trestle digunakan sama seperti struktur dermaga yaitu menggunakan metode elastis untuk perencanaan balok dan pelat dermaga, dimana tegangan rencana harus kurang dari tegangan ijin beton dan tegangan ijin baja.

Peraturan metode elastis ini dalam SNI 03-2847-2002 disebut juga dengan metode desain alternatif. Berikut ini perhitungan struktur atas trestle.

6.6.1.1 Perencanaan Balok

Balok direncanakan sedemikian rupa agar mampu menahan beban – beban rencana dan gaya yang terjadi pada struktur. Disamping itu kasus pada beton precast berbeda dengan beton yang dicor secara *in situ*. Perencanaan pengangkatan, kondisi penumpukan, dan kondisi dimana balok precast dipasang juga harus diperhatikan.

Perencanaan balok dermaga direncanakan sesuai dengan gambar 6.42.



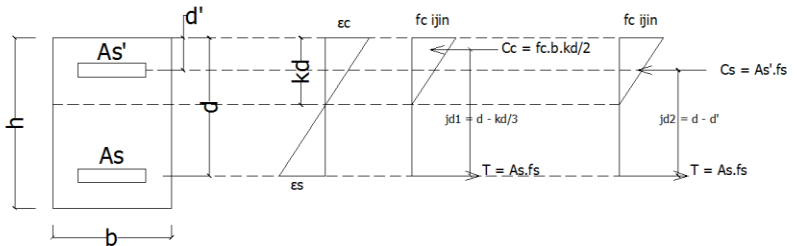
Gambar 6.42 Perencanaan Denah Balok Trestle

❖ Perencanaan Balok B4

Balok B4 direncanakan sebagaimana berikut ini :

b	= 400 mm
h	= 700 mm
ϕ tul lentur	= 25 mm
ϕ tul geser	= 12 mm
decking	= 75 mm
d	= h-decking- ϕ tul geser- (ϕ tul lentur/2)
	= 1000-75-12-(25/2) = 901 mm
d'	= decking+ ϕ tul geser+(ϕ tul lentur/2)
	= 75+12+(25/2) = 100 mm
fc'	= 25 MPa
fy	= 400 MPa (Tulangan lentur)
fy	= 240 MPa (Tulangan geser)
dari hasil run SAP 2000 v14 didapat :	
Mu tumpuan	= 31,810 ton.m
Mu lapangan	= 16,776 ton.m

Dalam perencanaan balok tulangan rangkap harus memenuhi keseimbangan gaya dalam sesuai dengan gambar 6.43.



Gambar 6.43 Perencanaan balok tulangan rangkap

$$\begin{aligned}
 f_c \text{ ijin} &= 0,45 \times f'_c = 0,45 \times 25 = 11,25 \text{ MPa} \\
 f_s &= 170 \text{ MPa (Sesuai SNI 2002 pasal 25.3.2.2)} \\
 E_s &= 200000 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_c &= 4700 \times \sqrt{f_c'} \\
 &= 4700 \times \sqrt{25} = 23500 \text{ Mpa} \\
 n &= \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{23500} = 8,511
 \end{aligned}$$

➤ Perhitungan Tulangan Lentur pada Tumpuan

$$\text{Mu tumpuan} = 31,810 \text{ ton.m}$$

Tumpuan Bawah

$$\text{Tulangan terpasang 5D25, } A_s = 2454,369 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 T &= A_s \times f_s = 2454,369 \times 170 = 417242,774 \text{ N} \\
 &= 41,724 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{2454,369}{600 \times 901} = 0,00454$$

$$\begin{aligned}
 k &= \sqrt{np^2 + 2np - np} \\
 &= \sqrt{8,511 \times 0,00454^2 + 2(8,511 \times 0,00454) - 8,511 \times 0,00454} \\
 &= 0,2421
 \end{aligned}$$

$$jd1 = d - \frac{kd}{3} = 901 - \frac{0,2421 \times 901}{3} = 827,835 \text{ mm} = 0,827 \text{ m}$$

$$M_n = T \times jd1 = 41,724 \times 0,827 = 34,541 \text{ ton.m} > \text{Mu (OK)}$$

Tumpuan Atas

$$\text{Tulangan terpasang 3D25, } A_s = 1472,622 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 C_c &= f_c \times b \times kd/2 = 11,25 \times 600 \times (0,827 \times 901)/2 \\
 &= 735728,417 \text{ N} = 73,573 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_s &= A_s \times f_s = 1472,622 \times 170 = 250345,665 \text{ N} \\
 &= 25,035 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$jd2 = d - d' = 901 - 100 = 801 \text{ mm} = 0,801 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= (C_c \times jd1) + (C_s \times jd2) \\
 &= (73,573 \times 0,827) + (25,035 \times 0,801) \\
 &= 80,959 \text{ t.m} > \text{Mu (OK)}
 \end{aligned}$$

➤ Perhitungan Tulangan Lentur pada Lapangan

$$Mu_{lap} = 16,776 \text{ ton.m}$$

Lapangan Bawah

$$\text{Tulangan terpasang 3D25, } A_s = 1472,622 \text{ mm}^2$$

$$T = A_s \times f_s = 1472,622 \times 170 = 250345,665 \text{ N}$$

$$= 25,035 \text{ ton}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{1472,662}{600 \times 901} = 0,00273$$

$$k = \sqrt{np^2 + 2np - np}$$

$$= \sqrt{8,511 \times 0,00273^2 + 2(8,511 \times 0,00273) - 8,511 \times 0,00273}$$

$$= 0,1934$$

$$jd1 = d - \frac{kd}{3} = 901 - \frac{0,1934 \times 901}{3} = 842,436 \text{ mm} = 0,842 \text{ m}$$

$$M_n = T \times jd1 = 25,035 \times 0,842 = 21,090 \text{ ton.m} > Mu \text{ (OK)}$$

Lapangan Atas

$$\text{Tulangan terpasang 3D25, } A_s = 1472,622 \text{ mm}^2$$

$$C_c = f_c \times b \times kd/2 = 11,25 \times 600 \times (0,1934 \times 901)/2$$

$$= 587895,854 \text{ N} = 58,790 \text{ ton}$$

$$C_s = A_s \times f_s = 1472,622 \times 170 = 250345,665 \text{ N}$$

$$= 25,035 \text{ ton}$$

$$jd2 = d - d' = 901 - 100 = 801 \text{ mm} = 0,801 \text{ m}$$

$$M_n = (C_c \times jd1) + (C_s \times jd2)$$

$$= (58,790 \times 0,842) + (25,035 \times 0,801)$$

$$= 69,579 \text{ t.m} > Mu \text{ (OK)}$$

➤ Perhitungan Tulangan Geser

Kuat Geser rencana menurut SNI 2847 – 2002 pasal 25.7 sebesar:

$$v = \frac{V}{b_w \times d}$$

dimana :

v = tegangan geser rencana (ton/mm^2)
 V = Gaya geser rencana (ton)
 bw = lebar balok (mm)
 d = tinggi balok (mm)

$V = 18,417$ ton (hasil dari SAP 2000)

$$v = \frac{18,417}{600 \times 1000} = 0,0000307 \text{ ton/mm}^2 = 0,307 \text{ MPa}$$

Untuk komponen struktur yang menahan geser dan lentur menurut SNI 2847-2002 pasal 25.7.4 sebesar :

$$v_c = \frac{1}{11} \sqrt{f_c \text{ ijin}} = \frac{1}{11} \sqrt{11.25} = 0,3049 \text{ MPa}$$

cek syarat $(v - v_c) < 3/8(\sqrt{f_c \text{ ijin}})$

$$v - v_c = 0,307 - 0,3049 = 0,002 \text{ MPa}$$

$$3/8(\sqrt{f_c \text{ ijin}}) = 3/8 \times (\sqrt{11.25}) = 1,258 \text{ MPa}$$

Karena $(v - v_c) < 3/8(\sqrt{f_c \text{ ijin}})$, maka dipasang tulangan geser praktis.

Mencari luas tulangan geser menurut SNI 2847-2002 pasal 25.7.5.6 sebagai berikut :

$$A_v = (v - v_c) \frac{bw \times S}{f_s}$$

Dimana :

S = spasi tulangan geser pada arah sejajar tulangan longitudinal (mm)

S diambil 200 mm

$$A_v = 0,140 \frac{650 \times 200}{170} = 107,325 \text{ mm}^2$$

Tulangan geser yang dipakai :

Diameter = 12 mm

Jml kaki = 2

$$A_s \text{ tulangan} = 2 \times 0.25 \times \pi \times 12^2 = 226,195 \text{ mm}^2$$

$$S \text{ perlu} = (A_v \cdot f_s) / (v - v_c) \cdot bw = (107,325 \times 170) / (0,002 \times 600)$$

$$S \text{ perlu} = 31623,035 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan geser 2 kaki $\phi 12$ -200

➤ Kontrol Terhadap Torsi

Sesuai dengan SNI 2847 – 2002 pasal 13.6.c, torsi boleh diabaikan jika kurang dari :

$$\frac{\phi\sqrt{f_c'} \left(\frac{A_{Cp}^2}{P_{Cp}} \right)}{12}$$

Untuk struktur non prategang

Dengan,

$$\phi = 0.65$$

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

$$A_{Cp} = \text{Luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton} = b \times h = 600 \times 1000 = 600000 \text{ mm}^2$$

$$P_{Cp} = \text{Keliling luar penampang beton} \\ = 2b + 2h = 2(600) + 2(1000) = 3200 \text{ mm}$$

$$T_u = 3,68551 \text{ ton.m (hasil dari SAP2000)} \\ = 36855100 \text{ N.mm}$$

$$T_{\min} = \frac{\phi\sqrt{f_c'} \left(\frac{A_{Cp}^2}{P_{Cp}} \right)}{12}$$

$$T_{\min} = \frac{\phi\sqrt{25'} \left(\frac{600000^2}{3200} \right)}{12} = 30468750 \text{ N.mm} \\ = 3,047 \text{ ton.m}$$

$$T_u > T_{\min} \text{ (Torsi dihitung)}$$

Perhitungan Tulangan Torsi

$$T_n = T_u / \phi$$

Dengan,

$$\phi = 0.75$$

$$T_n = 36855100 / 0.75 = 49140133 \text{ N.mm}$$

$$A_{oh} = \text{Luas daerah yang dibatasi oleh garis pusat tulangan sengkang torsi terluar.}$$

$$= (b - (2 \times \text{decking}) - \phi_{\text{tul.geser}}) \times (h - (2 \times \text{decking}) - \phi_{\text{tul.geser}})$$

$$= (600-(2 \times 75)-12) \times (1000-(2 \times 75)-12) = 367044 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Ph} &= \text{Keliling dari garis tulangan sengkang torsi terluar} \\ &= 2 \times (b - (2 \times 75) - \phi_{\text{tul.geser}}) + 2 \times (h - (2 \times 75) - \phi_{\text{tul.geser}}) \\ &= 2 \times (600 - (2 \times 75) - 12) + 2 \times (1000 - (2 \times 75) - 12) = 2552 \text{ mm} \end{aligned}$$

Syarat T_u maksimal sesuai dengan pasal 25.7.3 dimana kuat puntir maksimum harus diambil 55% dari nilai yang diberikan pada pasal 13 :

$$T_{\text{maks}} = \frac{\phi \sqrt{f_c'}}{3} \left(\frac{A_{Cp}^2}{P_{Cp}} \right) \times 0.45$$

$$T_{\text{maks}} = \frac{\phi \sqrt{25}}{3} \left(\frac{600000^2}{3200} \right) \times 0.45 = 54843750 \text{ N.mm}$$

$$T_{\text{maks}} = 54843750 \text{ N.mm} > T_u \text{ (OK)}$$

Kontrol Penampang :

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w \times d} \right)^2 + \left(\frac{T_u \times Ph}{1.7 \times A_{Oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w \times d} \right) + \frac{2\sqrt{f_c'}}{3}$$

$$\sqrt{\left(\frac{18,417}{600 \times 901} \right)^2 + \left(\frac{36855100 \times 2552}{1.7 \times 367044^2} \right)^2} = 0,752$$

$$0.75 \left(\frac{18,417}{600 \times 901} \right) + \frac{2\sqrt{25}}{3} = 4,586$$

$$0,752 < 4,586 \text{ (Penampang memenuhi syarat)}$$

Rasio luas tulangan geser torsi didapatkan dengan rumus:

$$\begin{aligned} A_t/s &= T_n / \phi \times 2 \times A_{oh} \times f_y \\ &= 49140133 / 0.75 \times 2 \times 367044 \times 240 = 0,372 \end{aligned}$$

Sedangkan A_t/s tidak boleh kurang dari :

$$b_w / 6f_y = 600 / (6 \times 240) = 0,417$$

maka digunakan $A_t/s = 0,417$

Luas tulangan lentur tambahan untuk menahan torsi :

$$\begin{aligned} A_I &= A_s/t \times p_h \times (b_w/h) \\ &= 0,417 \times 2552 \times (600/1000) = 638 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sehingga tulangan yang terpasang untuk balok B1 adalah :

Tulangan Tarik pada tumpuan bawah

$$\begin{aligned} \text{As lentur} + \text{Puntir} &= 2454,369 + 638 = 3092,369 \text{ mm}^2 \\ \text{Dipasang 7D25, } A_s &= 3436,117 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu (OK)} \end{aligned}$$

Tulangan Tekan pada tumpuan atas

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= A_s \text{ lentur} + \text{Puntir} \\ &= 1472,622 + 638 = 2110,622 \text{ mm}^2 \\ \text{Dipasang 5D25, } A_s &= 2454,369 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu (OK)} \end{aligned}$$

Tulangan Tarik pada lapangan bawah

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= A_s \text{ lentur} + \text{Puntir} \\ &= 1472,622 + 638 = 2110,622 \text{ mm}^2 \\ \text{Dipasang 5D25, } A_s &= 2454,369 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu (OK)} \end{aligned}$$

Tulangan Tekan pada lapangan atas

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= A_s \text{ lentur} + \text{Puntir} \\ &= 1472,622 + 638 = 2110,622 \text{ mm}^2 \\ \text{Dipasang 5D25, } A_s &= 2454,369 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu (OK)} \end{aligned}$$

Tulangan Puntir

$$\begin{aligned} A_s \text{ puntir} &= 638 \text{ mm}^2 \\ \text{Dipasang 4D19, } A_s &= 1134,1149 \text{ mm}^2 > A_s \text{ puntir (OK)} \end{aligned}$$

Tulangan Geser dipasang 2 kaki $\phi 12$ - 150

➤ Pengangkatan Balok

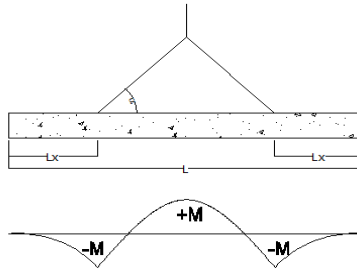
Pada perencanaan balok secara precast perlu diperhatikan juga cara pengangkatan saat *erection*

berlangsung. Karena titik angkat juga berpengaruh terhadap kerusakan beton precast.

Balok dibuat secara precast dipabrik yang telah disepakati bersama antara pemberi kerja dan pelaksana kerja. Balok precast harus didesain sedemikian rupa agar mudah dilaksanakan dilapangan dan tetap menjamin mutu serta kuat secara struktur untuk menahan gaya yang bekerja dan beban – beban rencana.

Pada perencanaan pengangkatan diberikan faktor kejut k sebesar 1.2. Faktor kejut ini diberikan karena pada proses pengangkatan tidak selalu berjalan dengan baik atau *human error* dan sebagainya.

Sesuai dengan *PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete 6th Edition* momen yang terjadi selama pengangkatan :



Gambar 6.44 Sketsa Pengangkatan Balok Precast

$$+M = \frac{W \times L^2}{8} \left(1 - 4x + \frac{4Y_c}{l \times \tan \theta} \right)$$

$$-M = \frac{W \times X^2 \times L^2}{2 \left(1 + \frac{4Y_c}{l \times \tan \theta} \right)}$$

$$X = \frac{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{Y_t}{Y_b} \left(1 + \frac{4Y_c}{l \times \tan \theta} \right)} \right)}{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{Y_t}{Y_b} \left(1 + \frac{4Y_c}{l \times \tan \theta} \right)} \right)}$$

Kondisi Pracetak Balok B4 :

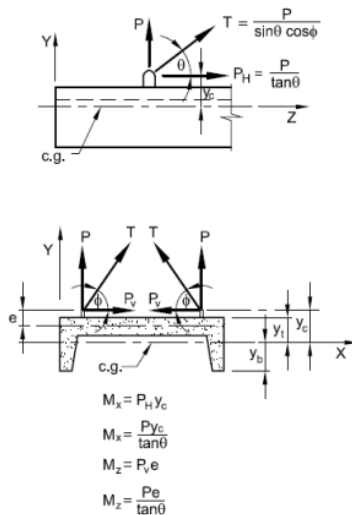
$b = 60 \text{ cm}$

$h = 100 \text{ cm}$

$L = 700 \text{ cm}$ (panjang precast Balok B4)

Tinggi beton yang dibiarkan terbuka = 30 cm

Tinggi beton yang di precast (Y_t) = $100 - 30 = 70 \text{ cm}$



Gambar 6.45 Tegangan yang bekerja saat pengangkatan

$Y_t = Y_b = 70/2 = 35 \text{ cm}$

Direncanakan tulangan angkat mempunyai ketinggian 5 cm dari permukaan beton, maka :

$Y_c = Y_t + 5 \text{ cm} = 35 + 5 = 40 \text{ cm}$

$\alpha = 45^\circ$

$$X = \frac{\left(1 + \frac{4 \times 40}{700 \times \tan 45^\circ}\right)}{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{35}{35} \left(1 + \frac{4 \times 40}{700 \times \tan 45^\circ}\right)}\right)} = 0.232$$

$$X * L = 0.232 \times 700 = 162,139 \text{ cm} = 1,6213 \text{ m}$$

Digunakan $L_x = 1,8 \text{ m}$

$$L - 2(X * L) = 7 - 2 * 1,8 = 3,4 \text{ m}$$

Pembebanan Balok

$$\text{Berat Sendiri Balok} = 0,6 \times 0,7 \times 2400 = 7056 \text{ kg}$$

$$P = (1,2 \times k \times W)/2 = (1,2 \times 1,2 \times 7056)/2 = 5080,32 \text{ kg}$$

$$T \sin \alpha = 5080,32 \times \sin 45 = 7184,66 \text{ kg}$$

Tulangan angkat Balok

$$P_u = 5080,32 \text{ kg}$$

Menurut PBBI paal 2.2.2 tegangan ijin tarik dasar baja bertulangan mutu $f_y = 400 \text{ MPa}$ adalah $f_y/1,5$. maka :

$$\sigma \text{ tarik ijin} = f_y/1,5 = (400 \times 10)/1,5 = 2666,667 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi \text{ tulangan angkat} \geq \sqrt{P_u/\sigma \text{ tarik ijin} \times \pi}$$

$$\sqrt{P_u/\sigma \text{ tarik ijin} \times \pi} = \sqrt{5080,32/2666,667 \times \pi} = 0,779 \text{ cm}$$

Dari perhitungan diatas digunakan tulangan angkat sebesar 13 mm.

Momen yang terjadi

Pembebanan

$$\text{Balok} = 0,6 \times 0,7 \times 2400 = 1008 \text{ kg/m}$$

$$L = 7 \text{ m}$$

$$X = 0,232$$

$$b = 0,6 \text{ m}$$

$$h = 0,7 \text{ m}$$

$$Y_c = 0,40$$

$$\text{tg } \alpha = \text{tg } 45 = 1$$

Dalam upaya untuk mengatasi beban kejut akibat pengangkatan, momen pengangkatan dikalikan faktor kejut sebesar 1,2.

Momen Lapangan (M+)

$$+M = \frac{1008 \times 7^2}{8} \left(1 - 4(0,232) + \frac{4 \times 0,4}{7 \times 1} \right) = 2237,924 \text{ kg.m}$$

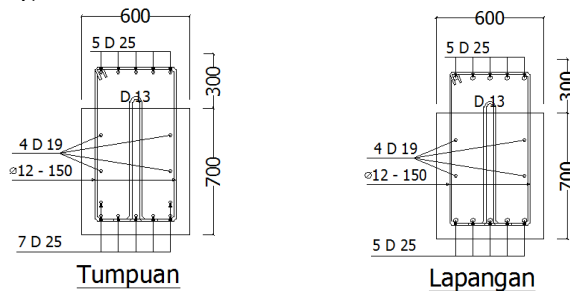
$$\begin{aligned}
 W_t &= 1/6 \times b \times h^2 = 1/6 \times 600 \times 700 = 5 \times 10^7 \text{ mm}^3 \\
 f &= M/W_t = 2237,924 \times 10000 / 5 \times 10^7 = 0,457 \text{ MPa} \\
 f_r &= 0,7 \times \sqrt{f_c} = 0,7 \times \sqrt{25} = 3,5 \text{ MPa} \\
 f &\leq f_r \dots (\text{OK})
 \end{aligned}$$

Momen Tumpuan (M-)

$$-M = \frac{1008 \times 0,232^2 \times 7^2}{2} = 1589,962 \text{ kg.m}$$

$$\begin{aligned}
 W_t &= 1/6 \times b \times h^2 = 1/6 \times 600 \times 700 = 5 \times 10^7 \text{ mm}^3 \\
 f &= M/W_t = 1589,962 \times 10000 / 5 \times 10^7 = 0,324 \text{ MPa} \\
 f_r &= 0,7 \times \sqrt{f_c} = 0,7 \times \sqrt{25} = 3,5 \text{ MPa} \\
 f &\leq f_r \dots (\text{OK})
 \end{aligned}$$

Jadi, balok tersebut aman dalam menerima tegangan akibat pengangkatan.



Gambar 6.46 Dimensi Balok B4

➤ Kontrol Crack

Lebar Crack dihitung berdasarkan SNI pasal 12.6.4 dimana harus kurang dari 0,3 mm.

$$d_c = d + \phi \text{ tul.geser} + 0,5 \times \phi \text{ tul. Lentur} = 75 + 12 + 0,5 \times 25 = 99,5 \text{ mm} = 0,0995 \text{ m}$$

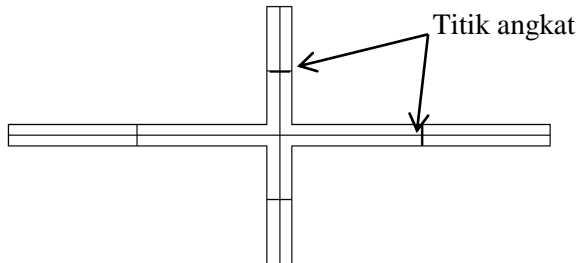
$$A = 2 \times d_c \times b/n = 2 \times 99,5 \times 600/7 = 17057,14 \text{ mm}^2 = 0,0170 \text{ m}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A} = 170 \times \sqrt[3]{0,0995 \times 0,0170} = 12,1668 \text{ MN/m}$$

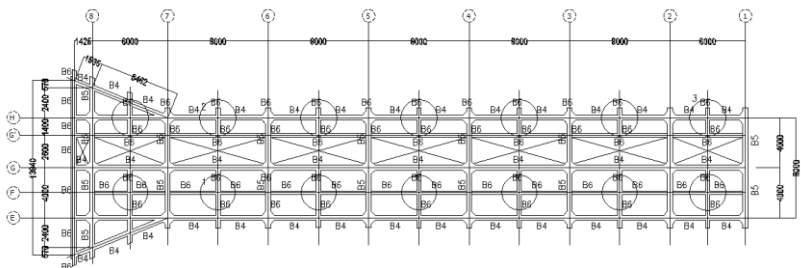
$$w = 11 \times 10^{-6} \times \beta \times Z = 11 \times 10^{-6} \times 0,85 \times 12,1668 = 0,0000114 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm} (\text{OK})$$

➤ Pengangkatan Balok Bentuk +

Agar tidak terlalu banyak menggunakan konsol pada balok maka dipertimbangkan untuk menngangkat balok secara bersamaan sesuai dengan gambar 6.47. Balok – balok yang diangkat secara bersamaan sesuai dengan denah trestle pada gambar 6.48 dibawah ini.



Gambar 6.47 Sketsa Titik Angkat Balok +



Gambar 6.48 Balok yang Diangkat Bersamaan

Balok yang akan diangkat secara bersamaan adalah antara balok B6 dengan panjang 8m dan B6 dengan panjang 4m. Dalam pengangkatan digunakan nilai k sebagai faktor kejut sebesar 1,2.

Beban yang diterima untuk B6 L=8m (*precast*)

$b = 45 \text{ cm}$

$h = 40 \text{ cm}$

$L = 700 \text{ cm}$

Pembebanan Balok

Berat sendiri = $0,45 \times 0,40 \times 7 \times 2400 = 3024 \text{ kg}$

$P = (1,2 \times k \times W)/2 = (1,2 \times 1,2 \times 3024)/2 = 2177,28 \text{ kg}$

Jarak titik angkat = $1,8 \text{ m}$ dari ujung tumpuan

Beban yang diterima untuk B6 $L=4\text{m}$ (*precast*)

$b = 45 \text{ cm}$

$h = 40 \text{ cm}$

$L = 300 \text{ cm}$

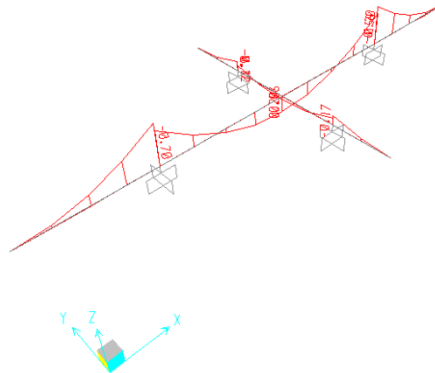
Pembebanan Balok

Berat sendiri = $0,45 \times 0,40 \times 3 \times 2400 = 1296 \text{ kg}$

$P = (1,2 \times k \times W)/2 = (1,2 \times 1,2 \times 1296)/2 = 933,12 \text{ kg}$

Jarak titik angkat = $0,9 \text{ m}$ dari ujung tumpuan

Dari perhitungan diatas didapatkan P yang akan digunakan dalam menarik balok. Dari output SAP 2000 didapat bidang momen yang terjadi akibat P adalah sebagai berikut :



Gambar 6.49 Bidang Momen akibat P

Dari output SAP 2000 didapat:

Balok B6 8m

Mu tumpuan = 0,69984 t.m

Mu lapangan = 0,288 t.m

Balok B6 4m

Mu tumpuan = 0,17496 t.m

Mu lapangan = 0,05832 t.m

Balok B6

b = 450 mm

h = 400 mm

d = 400 – 75 – 12 – 0.5x25 = 301 mm

$f_{c_{ijin}} = 11,25$ MPa

$f_s = 170$ MPa

$E_s = 200000$ MPa

$E_c = 23500$ MPa

$n = E_s/E_c = 8,511$

Cek Kuat Lentur Balok saat Pengangkatan

Mu tumpuan = 0,69984 ton.m

Tumpuan Bawah

Tulangan terpasang 5D25, $A_s = 2454,369$ mm²

$T = A_s \times f_s = 2454,369 \times 170 = 417242,774$ N

= 41,724 ton

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{2454,369}{600 \times 301} = 0,01815$$

$$\begin{aligned} k &= \sqrt{np^2 + 2np - np} \\ &= \sqrt{8,511 \times 0,01815^2 + 2(8,511 \times 0,01815) - 8,511 \times 0,01815} \\ &= 0,4224 \end{aligned}$$

$$jd1 = d - \frac{kd}{3} = 301 - \frac{0,4224 \times 301}{3} = 258,188 \text{ mm} = 0,25819 \text{ m}$$

$$M_n = T \times j d_1 = 41,724 \times 0,25819 = 10,773 \text{ ton.m} > M_u \\ (\text{Balok Aman Saat Pengangkatan})$$

Tumpuan Atas

$$C_c = f_c \times b \times k d / 2 = 11,25 \times 600 \times (0,4224 \times 201) / 2 \\ = 321309,337 \text{ N} = 32,131 \text{ ton}$$

$$M_n = C_c \times j d_1 \\ = 32,131 \times 0,25819 \\ = 8,296 \text{ t.m} > M_u \text{ (Balok Aman Saat Pengangkatan)}$$

➤ Balok Konsol

Pada beberapa lokasi diperlukan balok konsol sebagai penyangga sementara balok anak agar tersambung dengan balok induk. Balok konsol dalam perencanaan ini digunakan hanya untuk dudukan sementara balok anak sebelum monolit. Balok induk yang terdapat konsol pada sayapnya akan diletakkan balok anak untuk nantinya akan dicor agar menjadi monolit.

Dimensi balok konsol

$$b_w = 500 \text{ mm}$$

$$a = 250 \text{ mm}$$

$$h = 300 \text{ mm}$$

$$d = 300 - 40 - 0,5 \times 12 - 19 = 235 \text{ mm}$$

$$f_c' = 25 \text{ MPa}, f_c \text{ ijin} = 11,25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}, f_s = 170 \text{ MPa}$$

Beban yang diterima balok konsol:

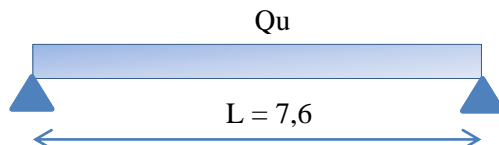
Balok konsol akan menerima beban langsung dari balok

B6. Sehingga :

$$Q_{B6} = 0,45 \times 0,7 \times 2400 = 756 \text{ kg/m}$$

$$P \text{ di tengah bentang} = 756 \text{ kg/m} \times 7,6 \text{ m} = 5745,6 \text{ kg}$$

$$P \text{ di ujung bentang} = \frac{1}{2} \times P = \frac{1}{2} \times 5745,6 = 2872,8 \text{ kg}$$



Beberapa syarat dari balok konsol yang sesuai dengan SNI 03-2847-2002 pasal 13.9.1 adalah sebagai berikut :

$$a/d = 250/235 = 0,851 < 1 \text{ (OK)}$$

$$Nuc \leq 0,2 \times Vuc = 0,2 \times 2872,8 = 574,56 \text{ kg}$$

V_n untuk beton normal

$$V_n = V_u/\phi = 574,56/0,75 = 3830,4 \text{ kg} = 38304 \text{ N}$$

Menentukan Luas Tulangan geser Friksi

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 13.9.3.2, kuat geser V_n tidak boleh diambil lebih besar dari :

- $V_n = 0,2 \times f_c' \times b_w \times d = 0,2 \times 11,25 \times 500 \times 235 = 26435 \text{ N}$
 $= 26437,5 \text{ kg} > V_n \text{ (OK)}$
- $1,1 \times b_w \times d = 1,1 \times 500 \times 235 = 129250 \text{ N} = 12925 \text{ kg} > V_n \text{ (OK)}$
- $Avf = V_n/(f_y \times \mu) = 38304/(170 \times 1,4) = 160,9412 \text{ mm}^2$

Digunakan $\phi 12$ $A_s = 113,0973 \text{ mm}^2$

$$S = A_s \times b / A_s \text{ perlu} = 113,0973 \times 500 / 160,9412 = 351,362 \text{ mm}$$

S pakai = 150 mm

$$A_s \text{ pakai} = A_s \times b / S_{\text{pakai}} = 113,0973 \times 500 / 150 = 376,9911 \text{ mm}^2 > Avf \text{ (OK)}$$

Luas Tulangan Lentur

Perletakan yang akan digunakan dalam konsol pendek ini adalah sendi rol, dimana diasumsikan balok yang tertumpu pada konsol dapat berdeformasi arah lateral ataupun horisontal.

- $M_u = V_u \times a + Nuc(h-d) = 28728 \times 250 + 5745,6(300-235)$
 $= 8417304 \text{ Nmm}$
 $m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{170}{0,85 \times 11,25} = 17,778$

$$R_n = \frac{M_n}{0,8 \times b \times d^2} = \frac{8417304}{0,8 \times 500 \times 235^2} = 0,381$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{17,778} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17,778 \times 0,381}{170}} \right) = 0,002288$$

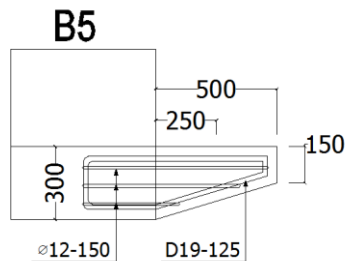
$$\rho_{\text{min}} = 1,4/f_y = 1,4/170 = 0,008235$$

$\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{perlu}}$, digunakan ρ_{min}

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,008235 \times 500 \times 235 = 967,6471 \text{ mm}^2$$

$$\text{Digunakan D19} = 283,5287 \text{ mm}^2$$

$$\text{Digunakan D19-125, } A_s = 1134,115 \text{ mm}^2$$



Gambar 6.50 Balok Konsol

6.6.1.2 Perencanaan Pelat Lantai

Perencanaan pelat lantai pada trestle digunakan asumsi – asumsi yang sama seperti perencanaan pelat lantai pada dermaga.

Pelat Lantai direncanakan sebagaimana berikut ini :

Tebal Pelat Lantai = 300 mm (total), 150 mm (*precast*)

Mutu Beton (f_c') = 25 MPa

f_c' ijin = $0,45 \times f_c'$ = 11,25 MPa

Mutu Baja (f_y) = 400 MPa, f_s = 170 MPa

Diameter tulangan = 13 mm (arah melintang / arah x)
= 16 mm (arah memanjang / arah y)

BJ Beton bertulang = 2400 kg/m³

❖ Pembebanan Pelat Lantai

Sebagaimana uraian diatas tentang kondisi pelat lantai, maka pembebanan pelat lantai dapat dilakukan sebagai berikut :

Tebal Pelat *Precast* = 0,15 m

Tebal *Overtopping* = 0,15 m

Untuk keamanan saat pelaksanaan, maka *over topping* pada pelat dikalikan faktor keamanan sebesar 1,3.

Sebelum Monolit

Beban Mati (DL)

Berat Sendiri = $0,15 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}^2$

Berat Overtopping = $1,3 \times 0,15 \times 2400 = 468 \text{ kg/m}^2$
DL = 828 kg/m^2

Beban Kerja (LL)

Beban pekerja = 250 kg/m^2

Sesudah Monolit

Beban Mati (DL)

Berat Sendiri = $0,3 \times 2400 = 720 \text{ kg/m}^2$

Beban air hujan = $0,05 \times 1000 = 50 \text{ kg/m}^2$
DL = 770 kg/m^2

Beban Hidup (LL)

Beban hidup untuk pelat lantai yang telah monolit sesuai dengan beban – beban yang telah dihitung pada pembeban pelat lantai dermaga maupun trestle sebelumnya sebesar :

Beban BTR = $0,796 \text{ ton/m}^2$

Beban Excavator = $3,8 \text{ ton/m}^2$

DL = $4,596154 \text{ ton/m}^2 = 4596,154 \text{ kg/m}^2$

Kombinasi Pembebanan pada pelat

Kombinasi beban sesuai dengan SNI -03-2847-2002 pasal 11.2.1, tapi untuk faktor beban diambil 1 sesuai dengan pasal 25.2.1. Maka kombinasi beban untuk pelat adalah :

$$Q_u = DL + LL$$

Keadaan 1 (Sebelum Monolit), ada beban kerja (*overtopping* belum terpasang).

$$\begin{aligned} Q_{u1} &= DL + LL \\ &= 360 + 250 = 610 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Keadaan 2 (Sebelum Monolit), *Overtopping* terpasang

$$\begin{aligned} Q_{u2} &= DL + LL \\ &= 828 + 250 = 1078 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Keadaan 3 (Setelah Monolit),

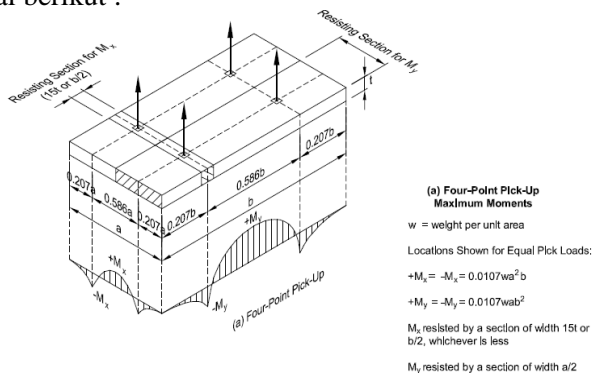
$$\begin{aligned} Q_{u2} &= DL + LL \\ &= 770 + 4596,154 = 8277,85 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

❖ Perhitungan Penulangan Pelat

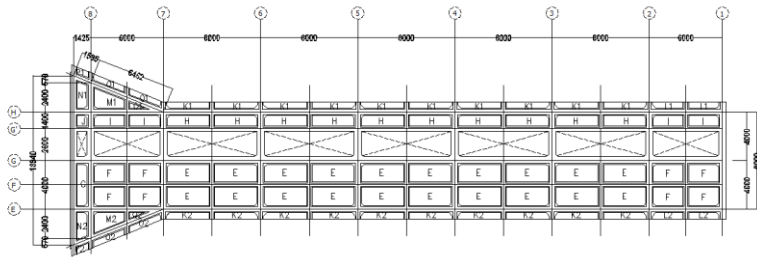
Sebagaimana uraian sebelumnya, perhitungan pelat lantai direncanakan dalam 2 tahap. Tahap pertama yaitu penulangan sebelum monolit yang terdiri dari saat pengangkatan dan pemasangan pelat. Sedangkan tahap kedua yaitu penulangan setelah monolit.

➤ Penulangan Pelat saat Pengangkatan

Pengangkatan pelat lantai sesuai dengan *PCI sixth edition* sebagai berikut :



Gambar 6.51 Pengangkatan Pelat sesuai PCI



Gambar 6.52 Denah Pelat Trestle

Dalam perencanaan pelat lantai dermaga direncanakan sesuai dengan gambar 6.51.

Pada gambar 6.52 didapat M_x dan M_y sebesar :

$$M_x = 0,00107 \times W \times a^2 \times b$$

$$M_y = 0,00107 \times W \times a \times b^2$$

Dimana,

W = berat tiap pelat (kg/m)

a = bentang pendek pelat (m)

b = bentang panjang pelat (m)

Dari pelat dermaga diatas diambil contoh dalam perhitungan pelat adalah tipe F.

Pelat tipe F

Dari gambar diatas terlihat bahwa pelat tipe F merupakan pelat 2 arah dimana $l_y/l_x < 2$. Sehingga untuk perhitungan pelat tipe F dihitung sesuai pelat yang berperilaku 2 arah.

$$a = 1,625 \text{ m}$$

$$b = 2,625 \text{ m}$$

$$W = 0,15 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}^2$$

$$M_x = 0,00107 \times 360 \times 1,625^2 \times 2,625 = 26,701 \text{ kg.m}$$

$$M_y = 0,00107 \times 360 \times 1,625 \times 2,625^2 = 43,132 \text{ kg.m}$$

$$\text{Tebal} = 150 \text{ mm (pelat precast)}$$

$$\begin{aligned}
 b \text{ (lebar yang ditinjau)} &= 1000 \text{ mm} \\
 f_c' \text{ ijin} &= 11,25 \text{ MPa} \\
 f_s &= 170 \text{ MPa} \\
 \text{Decking} &= 50 \text{ mm} \\
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{170}{0,85 \times 11,25} = 17,778 \\
 \rho \text{ min} &= 1,4/f_y = 1,4/170 = 0,0082 \\
 \beta_1 &= 0,85 \text{ (untuk } f_c' < 30 \text{ MPa)}
 \end{aligned}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

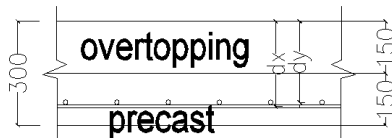
$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,85 \times 11,25}{170} \times \frac{600}{600 + 170} = 0,0373$$

$$\rho \text{ max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0373 = 0,0279$$

Kondisi sebelum Monolit

$$\begin{aligned}
 d_y &= t - \text{decking} - \text{tul.x} - 0,5 \text{ tul.x} \\
 &= 150 - 50 - 13 - 0,5 \times 16 = 79 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d_x &= t - \text{decking} - 0,5 \text{ tul.x} \\
 &= 150 - 50 - 0,5 \times 13 = 93,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 6.53 Kondisi Pelat *precast* saat pengangkatan

Tulangan Arah X

$$M_x = 26,701 \text{ kg.m}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= M_x/0,8 = (26,701/1000)/0,8 = 0,033 \text{ ton.m} \\
 &= 333758,4961 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_n}{1000 \times d_x^2} = \frac{333758,4961}{1000 \times 93,5^2} = 0,0381$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{17,778} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17,778 \times 0,0381}{170}} \right) = 0,0022$$

$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$, maka digunakan ρ_{perlu}

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 0,0158 \times 1000 \times 93,5 = 1478,172 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ D13} = 0.25 \times \pi \times D^2 = 0.25 \times \pi \times 13^2 = 132,732 \text{ mm}^2$$

$$S = A_s \text{ D13} \times b / A_s \text{ perlu} = 132,732 \times 1000 / 1478,172 = 172,379 \text{ mm}$$

Digunakan S sebesar 150 mm

$$A_s \text{ pakai} = A_s \text{ D13} \times b / S_{\text{pakai}} = 132,732 \times 1000 / 150 = 1769,764 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu (OK)}$$

Maka untuk tulangan arah X dipakai D13-150.

Tulangan Arah Y

$$M_y = 37,268 \text{ kg.m}$$

$$M_n = M_y / 0.8 = (37,268 / 1000) / 0.8 = 0,054 \text{ ton.m}$$

$$= 539148,3398 \text{ N.mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{1000 \times d_y^2} = \frac{539148,3398}{1000 \times 79^2} = 0,086$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{17,778} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17,778 \times 0,086}{170}} \right) = 0,000051$$

$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$, maka digunakan ρ_{\min}

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 0.0082 \times 1000 \times 79 = 770 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ D16} = 0.25 \times \pi \times D^2 = 0.25 \times \pi \times 16^2 = 201,062 \text{ mm}^2$$

$$S = A_s D16 \times b / A_{s\text{perlu}} = 201,062 \times 1000 / 770 \\ = 261,119 \text{ mm}$$

Digunakan S sebesar 100 mm

$$A_s \text{ pakai} = A_s D16 \times b / S_{\text{pakai}} = 201,062 \times 1000 / 100 \\ = 2010,619 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu (OK)}$$

Maka untuk tulangan arah Y dipakai D16-150.

Untuk perhitungan pelat lantai saat pengangkatan yang lain dihitung sama seperti pelat lantai dermaga. Sehingga untuk penulangan pelat dermaga saat pengangkatan seperti pada lampiran 8.

➤ Penulangan Pelat saat Pelat Terpasang

Untuk kondisi pelat yang telah terpasang dihitung berdasarkan 2 keadan. Dimana keadaan 1 pelat terpasang sebelum *overtopping* terpasang, dan keadaan 2 pelat terpasang saat *overtopping* terpasang.

Pelat Tipe F

Tebal = 150 mm (pelat *precast*)

b (lebar yang ditinjau) = 1000 mm

f_c' ijin = 11,25 MPa

f_s = 170 MPa

Decking = 50 mm

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{170}{0,85 \times 11,25} = 17,778$$

$$\rho_{\min} = 1,4 / f_y = 1,4 / 170 = 0,0082$$

$$\beta_1 = 0,85 \text{ (untuk } f_c' < 30 \text{ MPa)}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

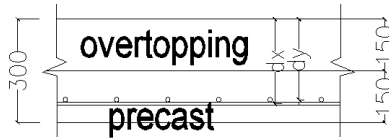
$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,85 \times 11,25}{170} \times \frac{600}{600 + 170} = 0,0373$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0373 = 0,0279$$

Kondisi sebelum Monolit

$$\begin{aligned} dy &= t - \text{decking} - \text{tul.x} - 0,5 \text{ tul.x} \\ &= 150 - 50 - 13 - 0,5 \times 16 = 79 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} dx &= t - \text{decking} - 0,5 \text{ tul.x} \\ &= 150 - 50 - 0,5 \times 13 = 93,5 \text{ mm} \end{aligned}$$



Gambar 6.54 Kondisi Pelat *precast* saat pelat terpasang

Kadaan 1 sebelum *overtopping* terpasang

Keadan 1 terjadi yaitu saat pelat telah selesai diangkat dan diletakkan pada posisi yang seharusnya. Dimana beban yang diterima oleh pelat lantai adalah beban sendiri dan beban pekerja.

$$\begin{aligned} Qu1 &= DL + LL \\ &= 360 + 250 = 610 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Dimensi pelat F:

$$ly = 2,625 \text{ m}$$

$$lx = 1,625 \text{ m}$$

$$ly/lx = 2,625/1,625 = 1,61 < 2 \text{ (pelat dua arah)}$$

pada kondisi pelat lantai saat ini dianggap pelat terjepit elastis keempat sisinya. Sehingga sesuai dengan PBI 1971 didapat :

$$X = 63$$

$$Y = 38$$

$$Mtx = Mlx = 0,001xqu \times lx^2 \times X = 0,01 \times 610 \times 1,625^2 \times 63$$

$$Mtx = 101,48 \text{ kg.m}$$

$$Mty = Mly = 0,001xqu \times ly^2 \times Y = 0,01 \times 610 \times 2,625^2 \times 38$$

$$Mty = 159,72 \text{ kg.m}$$

$$\begin{aligned} Mnx = Mux/0.8 &= (101,48/1000)/0.8 = 0,126849023 \text{ ton.m} \\ &= 1268490,234 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$R_{nx} = \frac{M_{nx}}{1000 \times dx^2} = \frac{1268490,234}{1000 \times 79^2} = 0,0000142$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{17,778} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17,778 \times 0,0000142}{170}} \right) = 8 \times 10^{-8}$$

$$M_{ny} = M_{uy}/0.8 = (159,72/1000)/0.8 = 0,199655859 \text{ ton.m}$$

$$= 1996558,594 \text{ N.mm}$$

$$R_{ny} = \frac{M_{ny}}{1000 \times dy^2} = \frac{1996558,594}{1000 \times 93,5^2} = 0,3575$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{17,778} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17,778 \times 0,3575}{170}} \right) = 0,00214$$

Tulangan Arah X

$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$, maka digunakan ρ_{\min}

$$As_{\text{perlu X}} = \rho \times b \times d = 0,0082 \times 1000 \times 93,5 = 650,588 \text{ mm}^2$$

$$As_{D13} = 0,25 \times \pi \times D^2 = 0,25 \times \pi \times 13^2 = 132,732 \text{ mm}^2$$

$$S = As_{D13} \times b / As_{\text{perlu}} = 132,732 \times 1000 / 650,588$$

$$= 204,0189 \text{ mm}$$

Digunakan S sebesar D13 - 200 mm

$$As_{\text{pakai}} = As_{D13} \times b / S_{\text{pakai}} = 132,732 \times 1000 / 150$$

$$= 663,661 \text{ mm}^2 > As_{\text{perlu}} \text{ (OK)}$$

Maka untuk tulangan arah X dipakai D13-200.

Tulangan Arah Y

$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$, maka digunakan ρ_{\min}

$$As_{\text{perlu Y}} = \rho \times b \times d = 0,0082 \times 1000 \times 79 = 770 \text{ mm}^2$$

$$As_{D16} = 0,25 \times \pi \times D^2 = 0,25 \times \pi \times 16^2 = 201,062 \text{ mm}^2$$

$$S = As_{D16} \times b / As_{\text{perlu}} = 201,062 \times 1000 / 770$$

$$= 261,119 \text{ mm}$$

Digunakan S sebesar D16 - 250 mm

$$As_{\text{pakai}} = As_{D16} \times b / S_{\text{pakai}} = 201,062 \times 1000 / 250$$

$$= 804,248 \text{ mm}^2 > \text{As perlu (OK)}$$

Maka untuk tulangan arah Y dipakai D16-250.

Untuk perhitungan pelat sebelum *overtopping* terpasang dihitung dengan cara yang sama. Sehingga untuk penulangan pelat dermaga sebelum *overtopping* terpasang seperti pada lampiran 9.

Keadaan 2 saat *overtopping* terpasang

Keadaan 2 terjadi yaitu saat pelat telah selesai diangkat dan diletakkan pada posisi yang seharusnya, dan dilanjutkan dengan tahap penuangan beton. Dimana beban yang diterima oleh pelat lantai adalah beban sendiri, beban pekerja, dan beban *overtopping* (beton basah) itu sendiri.

$$\begin{aligned} \text{Qu2} &= \text{DL} + \text{LL} \\ &= 828 + 250 = 1078 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Dimensi pelat F:

$$l_y = 2,625 \text{ m}$$

$$l_x = 1,625 \text{ m}$$

$$l_y/l_x = 2,625/1,625 = 1,61 < 2 \text{ (pelat dua arah)}$$

pada kondisi pelat lantai saat ini dianggap pelat terjepit elastis keempat sisinya. Sehingga sesuai dengan PBI 1971 didapat :

$$X = 63$$

$$Y = 38$$

$$\text{Mtx} = \text{Mlx} = 0,001 \times \text{qu} \times l_x^2 \times X = 0,01 \times 1078 \times 1,625^2 \times 63$$

$$\text{Mtx} = 179,34 \text{ kg.m}$$

$$\text{Mty} = \text{Mly} = 0,001 \times \text{qu} \times l_y^2 \times Y = 0,01 \times 1078 \times 2,625^2 \times 38$$

$$\text{Mty} = 282,27 \text{ kg.m}$$

$$\text{Mnx} = \text{Mux}/0.8 = (179,34/1000)/0.8 = 0,224169258 \text{ ton.m}$$

$$= 2241692,578 \text{ N.mm}$$

$$\text{Rnx} = \frac{\text{Mnx}}{1000 \times d_x^2} = \frac{2241692,578}{1000 \times 79^2} = 0,0000251$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{17,778} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17,778 \times 0,0000251}{170}} \right) = 1,4 \times 10^{-7}$$

$$\begin{aligned} M_{ny} &= M_{uy}/0.8 = (282,27/1000)/0.8 = 0,352834453 \text{ ton.m} \\ &= 3528344,531 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$R_{ny} = \frac{M_{ny}}{1000 \times d_y^2} = \frac{3528344,531}{1000 \times 93,5^2} = 0,6318$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{17,778} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17,778 \times 0,6318}{170}} \right) = 0,00385$$

Tulangan Arah X

$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$, maka digunakan ρ_{\min}

$$A_s \text{ perlu X} = \rho \times b \times d = 0,0082 \times 1000 \times 79 = 650,588 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ D13} = 0,25 \times \pi \times D^2 = 0,25 \times \pi \times 13^2 = 132,732 \text{ mm}^2$$

$$S = A_s \text{ D13} \times b / A_s \text{ perlu} = 132,732 \times 1000 / 650,588$$

$$= 204,0189 \text{ mm}$$

Digunakan S sebesar D13 - 150 mm

$$A_s \text{ pakai} = A_s \text{ D13} \times b / S_{\text{pakai}} = 132,732 \times 1000 / 150$$

$$= 663,661 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu (OK)}$$

Maka untuk tulangan arah X dipakai D13-150.

Tulangan Arah Y

$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$, maka digunakan ρ_{\min}

$$A_s \text{ perlu Y} = \rho \times b \times d = 0,0082 \times 1000 \times 93,5 = 770 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ D16} = 0,25 \times \pi \times D^2 = 0,25 \times \pi \times 16^2 = 201,062 \text{ mm}^2$$

$$S = A_s \text{ D16} \times b / A_s \text{ perlu} = 201,062 \times 1000 / 770$$

$$= 261,119 \text{ mm}$$

Digunakan S sebesar D16 - 250 mm

$$A_s \text{ pakai} = A_s \text{ D16} \times b / S_{\text{pakai}} = 201,062 \times 1000 / 250$$

$$= 804,248 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu (OK)}$$

Maka untuk tulangan arah Y dipakai D16-250.

Untuk perhitungan pelat sebelum *overtopping* terpasang dihitung dengan cara yang sama. Sehingga untuk penulangan pelat dermaga sebelum *overtopping* terpasang seperti pada lampiran 10.

➤ Penulangan Pelat saat Monolit

Pelat yang telah monolit dihitung berdasarkan beban – beban yang diterima langsung oleh pelat lantai seperti, beban kendaraan dan beban sendiri pelat.

(Setelah Monolit)

$$\begin{aligned} Q_u &= DL + LL \\ &= 770 + 4596,154 = 8277,85 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Pelat Tipe F

Tebal = 150 mm (pelat *precast*)

b (lebar yang ditinjau) = 1000 mm

f_c' ijin = 11,25 MPa

f_s = 170 MPa

Decking = 50 mm

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{170}{0,85 \times 11,25} = 17,778$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y = 1,4/170 = 0,0082$$

$$\beta_1 = 0,85 \text{ (untuk } f_c' < 30 \text{ MPa)}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

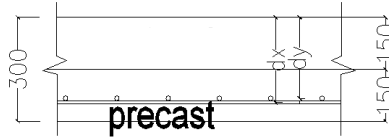
$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,85 \times 11,25}{170} \times \frac{600}{600 + 170} = 0,0373$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0373 = 0,0279$$

Kondisi Monolit

$$d_y = t - \text{decking} - \text{tul.x} - 0,5 \text{ tul.y}$$

$$\begin{aligned}
 &= 300 - 50 - 13 - 0.5 \times 16 \\
 &= 229 \text{ mm} \\
 dx &= t - \text{decking} - 0.5 \text{ tul.x} \\
 &= 300 - 50 - 0,5 \times 13 = 243,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 6.55 Kondisi Pelat saat monolit

pada kondisi pelat lantai saat ini dianggap pelat terjepit penuh pada keempat sisinya. Sehingga sesuai dengan PBI 1971 didapat :

$$X = 83$$

$$Y = 57$$

$$M_{tx} = M_l x = 0,001 \times q_u \times l_x^2 \times X$$

$$M_{tx} = 0,01 \times 8277,85 \times 1,625^2 \times 83 = 133,69 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = M_l y = 0,001 \times q_u \times l_y^2 \times Y = 0,01 \times 8277,85 \times 2,625^2 \times 57$$

$$M_{tx} = 239,59 \text{ kg.m}$$

$$\begin{aligned}
 M_{nx} &= M_{ux}/0.8 = (133,69/1000)/0.8 = 0,2050515 \text{ ton.m} \\
 &= 2050515 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$R_{nx} = \frac{M_{nx}}{1000 \times dx^2} = \frac{2050515}{1000 \times 243,5^2} = 0,00000277$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{17,778} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17,778 \times 0,00000277}{170}} \right) = 1,62 \times 10^{-8}$$

$$\begin{aligned}
 M_{ny} &= M_{uy}/0.8 = (239,59/1000)/0.8 = 0,334688414 \text{ ton.m} \\
 &= 3346884,14 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$R_{ny} = \frac{M_{ny}}{1000 \times dy^2} = \frac{3346884,14}{1000 \times 243,5^2} = 0,0638$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{17,778} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17,778 \times 0,0638}{170}} \right) = 0,000377$$

Tulangan Arah X

Untuk penulangan arah X dipasang dengan ketentuan besar rasio luas tulangan terhadap luas penampang beton struktur dengan $f_y = 400$ MPa sebesar 0,0018.

$$\text{As perlu X} = \rho \times b \times d = 0,0018 \times 1000 \times 243,5 = 412,2 \text{ mm}^2$$

$$\text{As D13} = 0,25 \times \pi \times D^2 = 0,25 \times \pi \times 13^2 = 132,732 \text{ mm}^2$$

$$S = \text{As D13} \times b / \text{Asperlu} = 132,732 \times 1000 / 412,2 = 322,009 \text{ mm}$$

Digunakan S sebesar D13 - 150 mm

$$\begin{aligned} \text{As pakai} &= \text{As D13} \times b / S_{\text{pakai}} = 132,732 \times 1000 / 150 \\ &= 884,882 \text{ mm}^2 > \text{As perlu (OK)} \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan arah X dipakai D13-150.

Tulangan Arah Y

$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$, maka digunakan ρ_{\min}

$$\text{As perlu Y} = \rho \times b \times d = 0,0082 \times 1000 \times 229 = 2005,3 \text{ mm}^2$$

$$\text{As D16} = 0,25 \times \pi \times D^2 = 0,25 \times \pi \times 16^2 = 201,062 \text{ mm}^2$$

$$S = \text{As D16} \times b / \text{Asperlu} = 201,062 \times 1000 / 2005,3$$

$$= 100,266 \text{ mm}$$

Digunakan S sebesar D16 - 100 mm

$$\begin{aligned} \text{As pakai} &= \text{As D16} \times b / S_{\text{pakai}} = 201,062 \times 1000 / 100 \\ &= 2010,619 \text{ mm}^2 > \text{As perlu (OK)} \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan arah Y dipakai D16-100.

Dari perhitungan berdasarkan kondisi diatas diambil As pakai yang paling besar, maka untuk pelat tipe F dipasang :

Tulangan arah Y D16-100

Tulangan arah X D13-150

Untuk perhitungan pelat yang telah monolit dihitung dengan cara yang sama. Sehingga untuk penulangan pelat dermaga yang telah monolit seperti pada lampiran 11.

❖ Pengangkatan Pelat

➤ Panjang Penyaluran Tulangan Pelat

Panjang penyaluran menurut SNI 03-2847-2013 pasal 12.5.1, dimana $l_{dh} > 8d_b$ dan tidak kurang dari 150 mm.

$$d_b = 16 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = 8 \times d_b = 8 \times 16 = 128 \text{ mm}$$

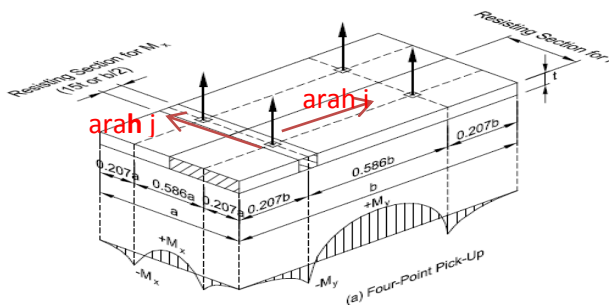
$l_{dh} > 150$, maka panjang penyaluran diambil 160 mm

➤ Perhitungan Tulangan Angkat

Dalam pemasangan pelat pracetak, pelat akan mengalami pengangkatan. Sehingga perlu direncanakan tulangan angkat untuk pelat yang mampu menahan gaya angkat yang bekerja.

Dalam pengangkatan pelat lantai akan direncanakan dengan anggapan sebagai berikut :

4. Gaya akibat pengangkatan akan ditransformasikan kedua arah, yaitu arah i dan arah j. (lihat gambar 6.56)
5. Pengangkatan dari muka pelat diambil 75 cm
6. Dalam pengangkatan ditambahkan faktor kejut sebesar 1,2



Gambar 6.56 Pengangkatan Pelat Lantai

Titik angkat arah i dan j

$$a = 1,625 \text{ m}$$

$$b = 2,625 \text{ m}$$

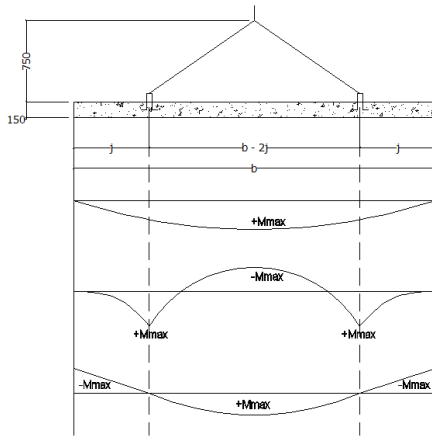
$$\text{titik angkat arah i} = 0,207 \times a = 0,207 \times 1,625 = 0,3364 \text{ m}$$

$$\text{titik angkat arah j} = 0,207 \times b = 0,207 \times 2,625 = 0,5434 \text{ m}$$

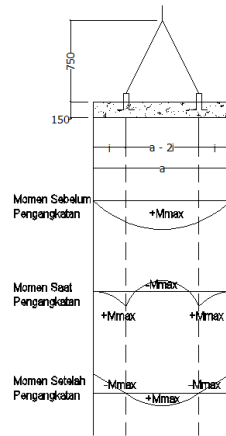
$$\text{Berat pelat } F = 1,625 \times 2,625 \times 0,15 \times 2400 = 1535,6 \text{ kg}$$

Pengangkatan Pelat F

Pengangkatan arah i



Pengangkatan arah j



Gambar 6.57 Asumsi Pengangkatan Pelat

$$T_u = k \times 1,95 \times W = 1,2 \times 1,95 \times 1535,6 = 3593,363 \text{ kg}$$

$$\text{Gaya angkat tiap tulanngan } T_u/2 = 3593,363/2 = 1796,681 \text{ kg}$$

Sesuai PBBI pasal 2.2.2, tegangan tarik baja $f_y/1,5$

$$f_y/1,5 = 400 \times 10/1,5 = 2666,667 \text{ kg/cm}^2$$

Diameter tulanngan angkat

$$\sqrt{\frac{T_u}{\pi \times \sigma}} = \sqrt{\frac{3593,363}{\pi \times 2666,667}} = 0,655 \text{ cm}$$

Sudut angkat $\alpha = 55,145^\circ$

$$Tu' = Tu \times \cos \alpha = 1796,681 \times \cos 55,145 = 1026,806 \text{ kg}$$

$$\alpha_j = \alpha_i = \arctan 675/2 : 750/2 = 0.225 = 12,68^\circ$$

Faktor gaya horisontal

$$Ti = \frac{Tu}{2} \times \cos \alpha = \frac{1796,681}{2} \times \cos 12,68 = 1752,862 \text{ kg}$$

$$P = 1752,862 \text{ kg}$$

Maka diameter tulangan angkat,

$$\sqrt{\frac{Tu}{\pi \times \sigma}} = \sqrt{\frac{1752,862}{\pi \times 2666,667}} = 0,457 \text{ cm}$$

Maka diambil yang terbesar yaitu 6,55 mm, diambil diameter tulangan angkat sebesar 13 mm.

➤ Kontrol Tulangan Angkat

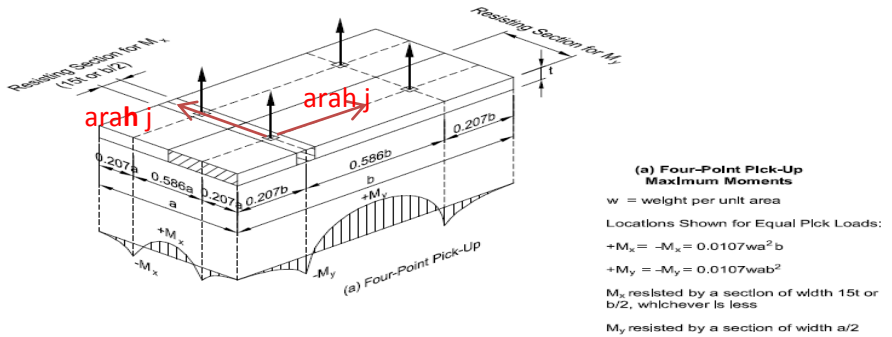
Kontrol untuk tulangan angkat diasumsikan tegangan yang mampu ditahan pelat kurang dari tegangan ijin pelat, yaitu $f_{\text{pelat}} < f_{\text{cr}}$. Direncanakan pelat dapat diangkat ketika umur beton mencapai 3 hari. Sehingga SF untuk pelat sebesar 1,5.

$$SF = 1,5$$

$$fr = \frac{0,7 \times \sqrt{f_c}}{SF} = \frac{0,7 \times \sqrt{11,25}}{1,5} = 1,565 \text{ MPa}$$

$$yc = 0,5 \times \text{tebal pelat pracetak} = 0,5 \times 150 = 75 \text{ mm} = 0,075 \text{ m}$$

Berdasarkan *PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Fourth Edition, 1992*. Momen maksimum didapat sesuai gambar dibawah.



Gambar 6.58 Momen Maksimum berdasarkan *PCI Handbook*

Dari gambar 6.35 didapat :

$$M_x = 26,701 \text{ kg.m}$$

$$M_y = 43,132 \text{ kg.m}$$

$$P = Tu/4 = 3593,363/4 = 898,3406 \text{ kg}$$

M_y ditahan oleh penampang selebar $b/2 = 262,5/2 = 181,25$ cm

$$M_y = \frac{P \times y_c}{\text{tg } 45} = \frac{898,3406 \times 0,075}{\text{tg } 45} = 67,376 \text{ kg.m}$$

$$M_{\text{tot}} = M_y + M_y = 43,132 + 67,376 = 110,507 \text{ kg.m}$$

$$Z = \frac{1}{6} \times \frac{b}{2} \times 8^2 = \frac{1}{6} \times \frac{181,25}{2} \times 8^2 = 1933,333 \text{ cm}^3$$

$$f_r = 1,565 \text{ MPa}$$

$$f_t = f_b = M_{\text{tot}}/Z = (110,507/10)/(1933,333/10) = 0,0572 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{pelat}} < f_{\text{cr}} = 0,0572 \text{ MPa} < 1,565 \text{ MPa (OK)}$$

M_x ditahan oleh penampang selebar $b/2 = 162,5/2 = 81,25$ cm

$$M_x = \frac{P \times y_c}{\text{tg } 45} = \frac{898,3406 \times 0,075}{\text{tg } 45} = 67,376 \text{ kg.m}$$

$$M_{\text{tot}} = M_x + M_x = 26,701 + 67,376 = 94,076 \text{ kg.m}$$

$$Z = \frac{1}{6} \times \frac{b}{2} \times 8^2 = \frac{1}{6} \times \frac{81,25}{2} \times 8^2 = 866,667 \text{ cm}^3$$

$$f_r = 1,565 \text{ MPa}$$

$$f_t = f_b = M_{\text{tot}}/Z = (866,667/10)/(866,667/10) = 0,109 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{pelat}} < f_{\text{cr}} = 0,109 \text{ MPa} < 1,565 \text{ MPa (OK)}$$

Dari perhitungan diatas dengan menggunakan D13 pada titik yang telah ditentukan. Pelat lantai dapat diangkat dengan aman.

Untuk perhitungan pengangkatan pelat dihitung dengan cara yang sama. Sehingga untuk pengangkatan pelat dermaga seperti pada lampiran 12.

➤ Kontrol Crack

Lebar Crack dihitung berdasarkan SNI pasal 12.6.4 dimana harus kurang dari 0,3 mm.

$$d_c = d + \phi_{\text{tul.geser}} + 0,5 \times \phi_{\text{tul. Lentur}} = 50 + 16 + 0,5 \times 13 = 71 \text{ mm} = 0,071 \text{ m}$$

$$A = 2 \times d_c \times b / (A_{s_{\text{pakai}}} / A_s * S) = 2 \times 0,071 \times 1000 / (2010,62 / 201,06 * 100) = 35,12 \text{ mm}^2 = 0,000035 \text{ m}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A} = 170 \times \sqrt[3]{0,071 \times 0,000035} = 2,305 \text{ MN/m}$$

$$w = 11 \times 10^{-6} \times \beta \times Z = 11 \times 10^{-6} \times 0,85 \times 2,305 = 0,0000022 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm (OK)}$$

6.6.2 Perencanaan Struktur Bawah Trestle

Struktur pondasi penahan dermaga direncanakan dengan dua segmen yang terdiri dari segmen poer (pile cap) dan konfigurasi beberapa titik tiang pancang.

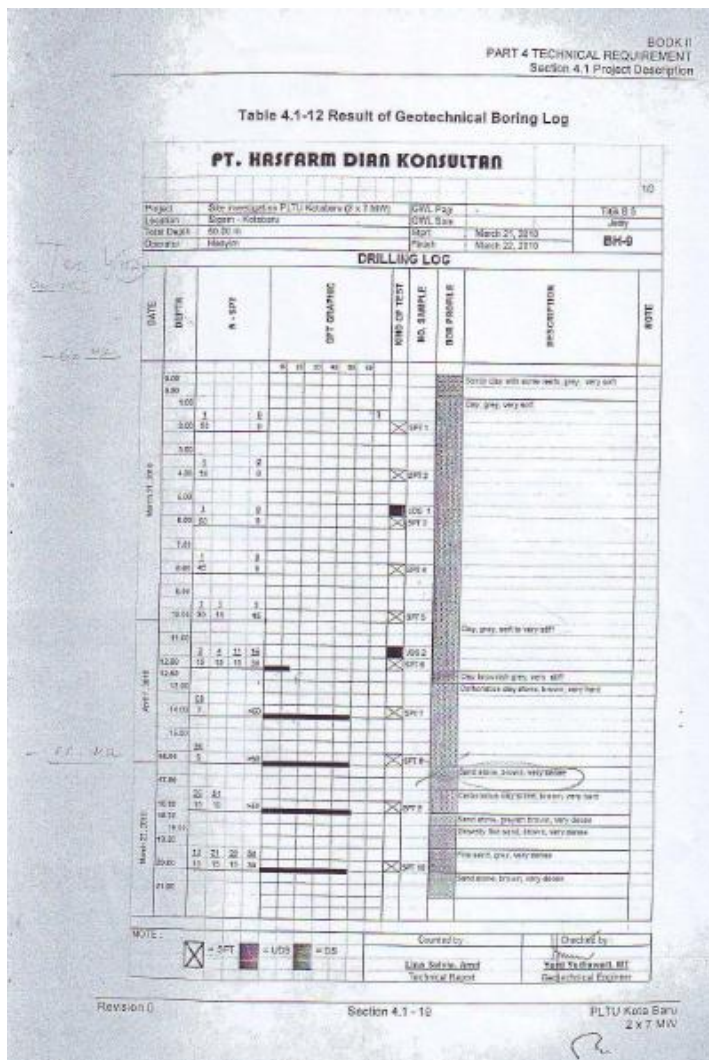
Perhitungan pondasi ini akan dibagi menjadi beberapa bagian untuk memudahkan penyelesaian. Beberapa tahapan analisa tersebut dapat dilihat sebagai berikut :

- Tinjauan data tanah
- Tinjauan spesifikasi tiang pancang
- Perhitungan reaksi tiang pancang dan konfigurasi tiang
- Perhitungan daya dukung dan kontrol stabilitas tiang

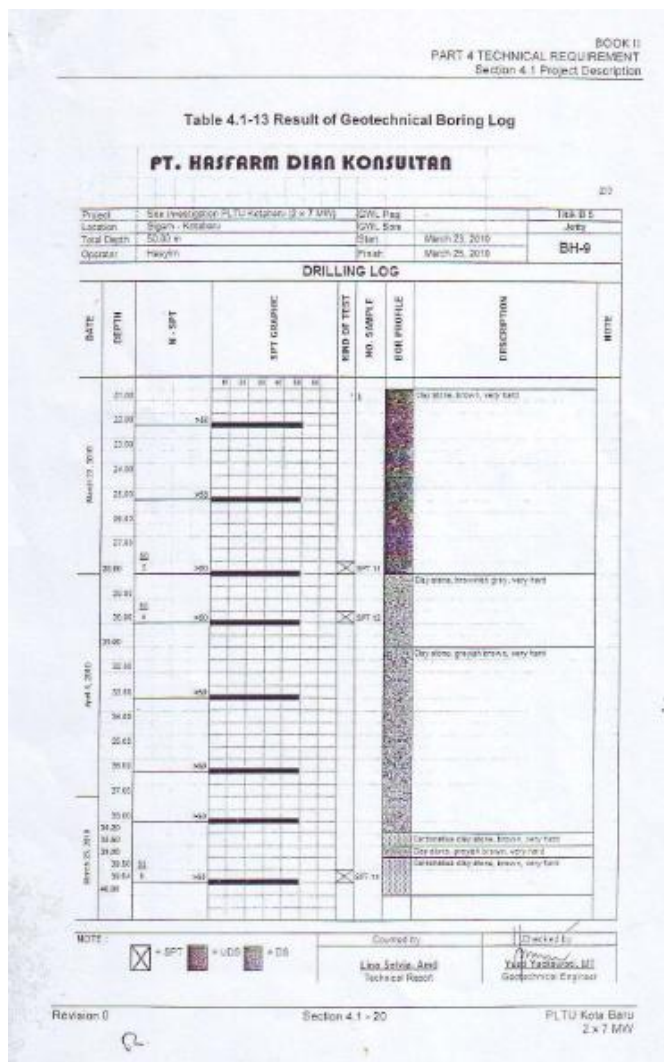
Kebutuhan akan besarnya daya dukung tiang rencana mengacu pada besarnya reaksi tiang yang terjadi berdasarkan hasil perhitungan kombinasi pembebanan pada masing – masing tiang.

6.6.2.1 Analisa Data Tanah

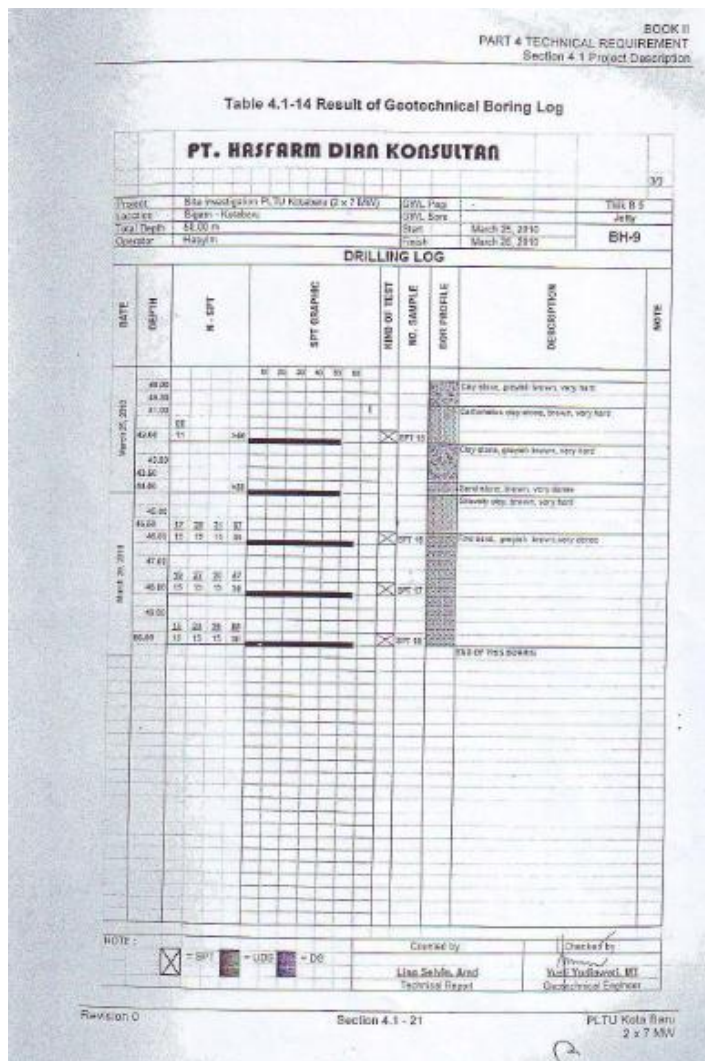
Data tanah pada lokasi dermaga kotabaru diperoleh berdasarkan dari penyelidikan tanah. Data tanah yang dimaksud berupa hasil SPT (*Standard Penetration Test*) dititik BH9 yang dilakukan sedalam 50 m (Gambar 6.58). Perhitungan kebutuhan daya dukung pondasi meliputi kapasitas aksial dari kekuatan daya dukung tanah yang ada dengan menggunakan Metode Luciano Decourt dan Kazuto Nakazawa. Tiang pancang yang digunakan adalah tiang pancang baja dari PT. Gunung Raja Paksi diameter 711.2 mm.



Gambar 6.59 Data SPT Dermaga & Trestle BH9



Gambar 6.60 Data SPT Dermaga & Trestle BH9



Gambar 6.61 Data SPT Dermaga & Trestle BH9

Dari data tanah BH9 didapat bahwa deskripsi tanah di lokasi terindikasi adalah tanah keras, dimana nilai N pada kedalaman -14 m hingga -50 m sudah mencapai 50.

6.6.2.2 Tinjauan Spesifikasi Tiang Pancang

Tiang pancang yang digunakan dalam perencanaan dermaga ini adalah tiang pancang baja produk dari PT. Gunung Raja Paksi. Spesifikasi tiang yang akan digunakan adalah sebagai berikut :

Diameter	: 28 inch = 711,2 mm, t = 9 mm
Keliling Tiang	: $\pi \times D = \pi \times 1.016 = 3.192$ m
d	: $D - 2(t) = 71,12 - 2(9) = 69,32$ cm
Berat Tiang	: 155,85 kg/m
Momen Inersia (I)	: $\pi/64 \times (D^4 - d^4)$: $\pi/64 \times (71,12^4 - 69,32^4) = 122392,895$ cm ⁴
Momen Elastis Baja	: 200000 MPa

6.6.2.3 Perhitungan Reaksi Tiang dan Konfigurasi Tiang

Resume tiang diperoleh dengan program bantu SAP 2000 v14. Reaksi dari beban tetap dan beban sementara dapat dilihat pada tabel 6.10 dibawah ini :

Tabel 6.10 Reaksi Tiang Pada Trestle

Beban Kombinasi	Reaksi Tiang		
	P.Tekan (Ton)	P.Cabut (Ton)	M.Crack (Ton.m)
Beban Tetap			
- 1DL	34,8634	0	1,99681
- 1DL + 1LL	57,4695	0	3,12556
Beban Sementara			
- 1DL+1UDL+1KEL+1A+1C	65,8117	5,0762	5,9342
- 1DL+1UDL+1KEL+1C+1EX+1Exc	95,77	0	4,48924
- 1DL+1UDL+1KEL+1C+1EY+1Exc	95,77	0	4,48924
- 1DL+1A	34,5823	11,6015	4,57449
- 1DL+1EX	34,8634	0	1,99681
- 1DL+1EY	34,8634	0	1,99681

Dimana :

- DL = Beban Mati
- LL = Beban Hidup
- UDL = Beban Kendaraan Terbagi rata
- KEL = Beban Garis
- A = Beban Arus
- C = Beban Konveyor
- EX = Beban Gempa Arah X
- EY = Beban Gempa Arah Y
- Exc = Beban Excavator

Dari tabel diatas reaksi maksimum adalah :
Beban Tetap

- P Tekan = 57,4695 Ton
- P Cabut = 0 Ton
- Momen Crack = 3,12556 Ton.m

Beban Sementara

- P Tekan = 65,8117 Ton
- P Cabut = 11,6015 Ton
- Momen Crack = 5,9342 Ton.m

6.6.2.4 Perhitungan Daya Dukung Tiang

Perhitungan daya dukung tiang berdasarkan data tanah BH9 yang telah didapat sama seperti yang ada pada dermaga. Perhitungan berdasarkan metode Kazuto Nakazawa. Berikut ini penjabaran perhitungan daya dukung tanah:

Tabel 6.11 Data Tanah BH9

Kedalaman (m)	Jenis Tanah	N	Grafik SPT	fi	fi x li
		Rata2		(t/m ²)	(t/m)
0.00	Sandy clay with some reefs, grey, very soft	0		0	0
-0.50	Sandy clay with some reefs, grey, very soft	0		0	0
-1.00	Clay, grey, very soft	0		0	0
-1.50	Clay, grey, very soft	0		0	0
-2.00	Clay, grey, very soft	0		0	0
-2.50	Clay, grey, very soft	0		0	0
-3.00	Clay, grey, very soft	0		0	0
-3.50	Clay, grey, very soft	0		0	0
-4.00	Clay, grey, very soft	0		0	0
-4.50	Clay, grey, very soft	0		0	0
-5.00	Clay, grey, very soft	0		0	0
-5.50	Clay, grey, very soft	0		0	0
-6.00	Clay, grey, very soft	0		0	0
-6.50	Clay, grey, very soft	0		0	0
-7.00	Clay, grey, very soft	0		0	0
-7.50	Clay, grey, very soft	0		0	0
-8.00	Clay, grey, very soft	0		0	0
-8.50	Clay, grey, very soft	0		0	0
-9.00	Clay, grey, very soft	0		0	0
-9.50	Clay, grey, very soft	0		0	0
-10.00	Clay, grey, very soft	0		0	0
-10.50	Clay, grey, very soft	0		0	0
-11.00	Clay, grey, very soft	0		0	0
-11.50	Clay, grey, very soft	0		0	0
-12.00	Clay, grey, very soft	15		7.5	3.75
-12.50	Clay, brownish grey, very stiff	15		7.5	3.75
-13.00	Carbonatius clay stone, brown, very hard	15		7.5	3.75
-13.50	Carbonatius clay stone, brown, very hard	15		7.5	3.75
-14.00	Carbonatius clay stone, brown, very hard	50		12	6
-14.50	Carbonatius clay stone, brown, very hard	50		12	6
-15.00	Carbonatius clay stone, brown, very hard	50		12	6
-15.50	Carbonatius clay stone, brown, very hard	50		12	6
-16.00	Carbonatius clay stone, brown, very hard	50		12	6
-16.50	Sand Stone, brown, very dense	50		12	6
-17.00	Sand Stone, brown, very dense	50		12	6
-17.50	Carbonatius clay stone, brown, very hard	50		12	6
-18.00	Carbonatius clay stone, brown, very hard	50		12	6
-18.30	Sand Stone, greyish brown, very dense	50		12	3.6
-19.00	Gravity free sand, brown, very dense	50		12	8.4
-19.20	Gravity free sand, brown, very dense	50		12	2.4
-19.50	Fine sand, grey, very dense	50		12	3.6
-20.00	Fine sand, grey, very dense	50		12	6
-20.50	Sand Stone, brown, very dense	50		12	6
-21.00	Sand Stone, brown, very dense	50		12	6
-21.50	Clay Stone, brown, very hard	50		12	6
-22.00	Clay Stone, brown, very hard	50		12	6
-22.50	Clay Stone, brown, very hard	50		12	6
-23.00	Clay Stone, brown, very hard	50		12	6
-23.50	Clay Stone, brown, very hard	50		12	6
-24.00	Clay Stone, brown, very hard	50		12	6
-24.50	Clay Stone, brown, very hard	50		12	6
-25.00	Clay Stone, brown, very hard	50		12	6
-25.50	Clay Stone, brown, very hard	50		12	6

-25.50	Clay Stone, brown, very hard		50	-26.00					12	0
-26.00	Clay Stone, brown, very hard		50	-26.50					12	0
-26.50	Clay Stone, brown, very hard		50	-27.00					12	0
-27.00	Clay Stone, brown, very hard		50	-27.50					12	0
-27.50	Clay Stone, brown, very hard		50	-28.00					12	0
-28.00	Clay Stone, brown, very hard		50	-28.50					12	0
-28.50	Clay Stone, brownish grey, very hard		50	-29.00					12	0
-29.00	Clay Stone, brownish grey, very hard		50	-29.50					12	0
-29.50	Clay Stone, brownish grey, very hard		50	-30.00					12	0
-30.00	Clay Stone, brownish grey, very hard		50	-30.50					12	0
-30.50	Clay Stone, brownish grey, very hard		50	-31.00					12	0
-31.00	Clay Stone, brownish grey, very hard		50	-31.50					12	0
-31.50	Clay Stone, greyish brown, very hard		50	-32.00					12	0
-32.00	Clay Stone, greyish brown, very hard		50	-32.50					12	0
-32.50	Clay Stone, greyish brown, very hard		50	-33.00					12	0
-33.00	Clay Stone, greyish brown, very hard		50	-33.50					12	0
-33.50	Clay Stone, greyish brown, very hard		50	-34.00					12	0
-34.00	Clay Stone, greyish brown, very hard		50	-34.50					12	0
-34.50	Clay Stone, greyish brown, very hard		50	-35.00					12	0
-35.00	Clay Stone, greyish brown, very hard		50	-35.50					12	0
-35.50	Clay Stone, greyish brown, very hard		50	-36.00					12	0
-36.00	Clay Stone, greyish brown, very hard		50	-36.50					12	0
-36.50	Clay Stone, greyish brown, very hard		50	-37.00					12	0
-37.00	Clay Stone, greyish brown, very hard		50	-37.50					12	0
-37.50	Clay Stone, greyish brown, very hard		50	-38.00					12	0
-38.00	Clay Stone, greyish brown, very hard		50	-38.50					12	0
-38.20	Clay Stone, greyish brown, very hard		50	-39.00					12	2.4
-38.50	Carbonatius clay stone, brown, very hard		50	-39.50					12	3.0
-39.00	Clay Stone, greyish brown, very hard		50	-40.00					12	0
-39.50	Carbonatius clay stone, brown, very hard		50	-40.50					12	0
-39.64	Carbonatius clay stone, brown, very hard		50	-41.00					12	1.68
-40.00	Clay Stone, greyish brown, very hard		50	-41.50					12	4.32
-40.30	Clay Stone, greyish brown, very hard		50	-42.00					12	3.0
-41.00	Carbonatius clay stone, brown, very hard		50	-42.50					12	8.4
-41.50	Carbonatius clay stone, brown, very hard		50	-43.00					12	0
-42.00	Carbonatius clay stone, brown, very hard		50	-43.50					12	0
-42.50	Clay Stone, greyish brown, very hard		50	-44.00					12	0
-43.00	Clay Stone, greyish brown, very hard		50	-44.50					12	0
-43.50	Clay Stone, greyish brown, very hard		50	-45.00					12	0
-44.00	Clay Stone, greyish brown, very hard		50	-45.50					12	0
-44.50	Gravity Clay, brown, very dense		50	-46.00					12	0
-45.00	Gravity Clay, brown, very dense		50	-46.50					12	0
-45.50	Gravity Clay, brown, very dense		50	-47.00					12	0
-46.00	Free Sand, greyish brown, very dense		57	-47.50					12	0
-46.50	Free Sand, greyish brown, very dense		57	-48.00					12	0
-47.00	Free Sand, greyish brown, very dense		57	-48.50					12	0
-47.50	Free Sand, greyish brown, very dense		57	-49.00					12	0
-48.00	Free Sand, greyish brown, very dense		57	-49.50					12	0
-48.50	Free Sand, greyish brown, very dense		57	-50.00					12	0
-49.00	Free Sand, greyish brown, very dense		57						12	0
-49.50	Free Sand, greyish brown, very dense		57						12	0
-50.00	Free Sand, greyish brown, very dense		58						12	0

f_i = intensitas geser dinding tiang, tanah kohesif $N/2$ (≤ 12)

l_i = tebal lapisan tanah

$\sum f_i \times l_i = 129 \text{ t/m}$ (dikedalaman 23m)

❖ Gaya Geser Maksimum Dinding Tiang (R_f)

$$\begin{aligned} R_f &= \text{Keliling Tiang} \times \sum f_i \times l_i \\ &= 2,234 \times 129 = 288,225 \text{ ton} \end{aligned}$$

❖ Daya Dukung Pada Ujung Tiang (R_p)

$$R_p = q_d \times A$$

$$A = 0,397 \text{ m}^2$$

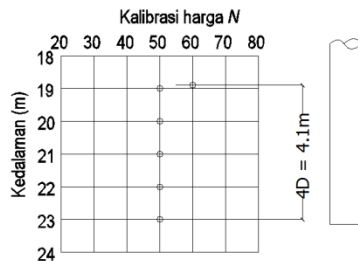
Mencari q_d berdasarkan metode Kazuto dimana :

Harga N rencana dari tanah pondasi

$$N = (N_1 + N_2)/2 \quad (N \leq 40)$$

$$N_1 = 50$$

$$\begin{aligned} N_2 &= \text{Harga rata - rata pada jarak } 4D \text{ dari ujung tiang} \\ &= 4 \times 1,016 \text{ m} = 4,1 \text{ m} \end{aligned}$$



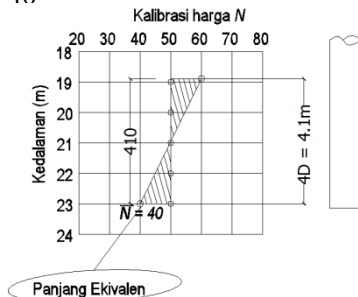
Gambar 6.62 Mencari harga N_2

$$N_2 = (50+50+50+50+50)/5 = 50$$

$$N = (50 + 50)/2 \quad (N \leq 40)$$

$$N = 50 \geq 40$$

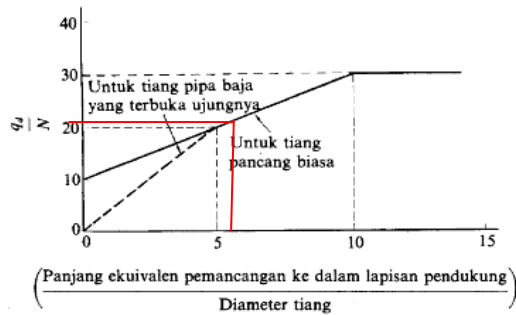
N diambil 40



Gambar 6.63 Mencari harga i (panjang ekuivalen)

$$i/D = 4,1/0,7112 = 5,765$$

dari nilai diatas dimasukkan sesuai dengan gambar 6.61 dibawah ini.



Gambar 6.64 Mencari harga q_d/N

Didapat

$$q_d/N = 22$$

$$q_d = 22 \times N$$

$$q_d = 22 \times 40 = 880 \text{ ton/m}^2$$

$$R_p = q_d \times A$$

$$= 880 \times 0,397 = 349,588 \text{ ton}$$

❖ Daya Dukung Ultimit Tiang (R_u)

$$R_u = R_p + R_f$$

$$= 349,588 + 288,225$$

$$= 637,812 \text{ ton}$$

❖ Daya Dukung Ijin Tiang (R_a)

$$R_a = R_u/SF$$

$$= 637,812/3$$

$$= 212,604 \text{ ton} > 65,8117 \text{ Ton (OK)}$$

Dari perhitungan daya dukung tiang didapatkan bahwa reaksi Tiang rencana lebih besar dari reaksi yang terjadi. Sehingga tiang dengan dimensi 28 inch atau 711,2 mm dapat memenuhi syarat kekuatan.

❖ Kapasitas Cabut Ijin Tiang (Pc)

$$P_c = (R_f + W_p)/SF$$

$$R_f = 288,225 \text{ ton}$$

$$W_p = 155,850 \text{ kg/m} \times 30 \text{ m} = 4,6755 \text{ ton}$$

$$SF \text{ untuk cabut diambil } 6$$

$$P_c = (288,225 + 4,6755) \times 1/6$$

$$= 48,817 \text{ ton} > 11,6015 \text{ ton (OK)}$$

Dari perhitungan kapasitas cabut ijin tiang didapatkan bahwa reaksi ijin tiang rencana lebih besar dari reaksi cabut yang terjadi. Sehingga tiang dengan dimensi 28 inch atau 711,2 mm dapat memenuhi syarat kekuatan.

❖ Kapasitas Daya Dukung Horisontal Pondasi Tiang

Menurut buku Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi karangan Kazuto, tiang pancang dibagi menjadi 2 tipe. Yaitu tipe 1 adalah tiang – tiang yang terbenam didalam tanah dan tipe 2 adalah tiang – tiang yang menonjol diatas tanah.

Pada perencanaan pondasi dermaga, trestle, dolphin, pondasi catwalk, dan abutment digunakan tipe 2. Untuk tiang – tiang yang menonjol diatas tanah digunakan formula sebagai berikut :

$$H_a = \frac{4EI.\beta^3}{1 + \beta h} \delta_a$$

Dimana,

H_a = Daya dukung mendatar yang diizinkan (kg)

k = koefisien reaksi lapisan tanah dibawah permukaan dalam arah vertikal (kg/m^3)

D = diameter tiang (cm)

EI = Kekakuan lentur dari tiang (kg/cm^{-1})

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4EI}} (\text{cm}^{-1})$$

h = Panjang tiang yang menonjol diatas tanah (cm)

δ_a = Besarnya pergeseran normal (cm), diambil 1 cm

Data tiang dan data tanah :

h = 700 cm = 7 m

Nilai N-SPT rata – rata dasar sungai, diambil = 22,0833

D = 0,7112 m

f_y = 370 MPa

E = 2000000 kg/cm²

I = 122392,895 cm⁴

Ho = 7,365 ton (Hasil Run SAP 2000)

Modulus deformasi Tanah (E_o)

E_o = 28 x N = 28 x 22,0833 = 618,333

Koefisien Reaksi Tanah Dasar (k)

k = 0,2 x E_o x $D^{-3/4}$ x $y^{-1/2}$, dengan y diambil 1cm
 = 0,2 x 618,333 x 71,12^{-3/4} x 1^{-1/2} = 5,050 kg/cm³

Deformasi tiang didasar Pile Cap (δ)

δ_a = 1 cm

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{5,050 \times 71,12}{4EI}} = 0,00438 \text{ cm}^{-1} = 0,438 \text{ m}^{-1}$$

Daya dukung gaya horisontal tiang tegak (H_a), untuk pergeseran sebesar “ δ ” :

$$H_a = \frac{4 \times 2000000 \times 122392,895 \times 0,00438^3}{1 + 0,00438 \times 700} \times 1 = 20,196 \text{ ton}$$

Dari perhitungan diatas $H_a > H_o$, sehingga tiang mampu menahan tegangan horisontal aktual.

❖ Momen Lentur aktual pada kepala tiang (M_o)

$$M_o = \frac{1 + \beta h}{2\beta} H = \frac{1 + 0,438 \times 7}{2 \times 0,438} 20,196 = 93,760 \text{ ton.m}$$

Dari perhitungan diatas $M_o > \text{Momen Crack} = 5,934 \text{ Ton.m}$

, sehingga tiang mampu menahan momen yang terjadi.

Dari perhitungan diatas dapat disimpulkan bahwa tiang pipa baja diameter 711,2 mm dapat dipakai sebagai tiang pancang pondasi dermaga.

6.6.2.5 Perencanaan Pondasi

Pada pondasi trestle dibagi menjadi 2 tipe pondasi. Pondasi P3 dengan dimensi 1,5 x 1,5 x 0,8 m, sedangkan untuk pondasi P4 dengan dimensi 2 x 1,5 x 0,8 m. Untuk menghitung pondasi (pile cap) dapat dilakukan sebagaimana di bawah ini.

❖ Pondasi P3

P = 0,625 ton (hasil Run SAP 2000)

Hx = 0,0611 ton

Hy = 0,0604 ton

Mux = 0,192 ton.m

Muy = 0,144 ton.m

Ra = 212,604 ton

Dimensi Poer

p = 1,5 m

l = 1,5 m

t = 0,8 m

jumlah tiang yang dibutuhkan (n)

n = $P/Ra = 0,625/212,604 = 0,0029 \text{ buah} = 1 \text{ buah}$

Pondasi tiang direncanakan D = 71,12 cm

Berat Poer (W) = $1,5 \times 1,5 \times 0,8 \times 2,4 = 4,32 \text{ ton}$

Kapasitas Poer = $Ra + W = 212,604 + 4,32 = 216,924 \text{ ton} > P \text{ (OK)}$

➤ Kontrol Geser

$$t = 800 \text{ mm}$$

$$f_c'_{ijin} = 11,25 \text{ MPa}$$

$$bw = 6000 \text{ mm (keliling)}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times bw \times t = \frac{1}{6} \times \sqrt{11,25} \times 6000 \times 800 = 2683281,573 \text{ N}$$

$$V_c = 268,3281 \text{ ton}$$

$$V < 0,75V_c = 0,625 \text{ ton} < 0,75(268,3281) = 201,246 \text{ ton (OK)}$$

➤ Penulangan Pondasi P3

Arah X

$$b = 1500 \text{ mm}$$

$$t = 800 \text{ mm}$$

$$l = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{tul. Y} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{tul. X} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{decking} = 75 \text{ mm}$$

$$dx = 800 - (75 - 0,5 \times 25) = 737,5 \text{ mm}$$

$$M_{ux} = 0,192 \text{ ton}$$

$$M_n = M_u / \phi = 0,192 / 0,8 = 0,24 \text{ ton.m}$$

$$= 2400000 \text{ N.mm}$$

$$\rho_{balance} = \frac{0,85f_c' \times \beta}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_{balance} = \frac{0,85(25) \times 0,85}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0271$$

$$\rho_{min} = 1,4 / f_y = 0,0035$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_{balance} = 0,02032$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times dx^2} = \frac{2400000}{0,8 \times 1500 \times 737,5^2} = 0,00368$$

$$m = f_y / 0,85f_c = 400 / (0,85 \times 25) = 18,824$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{18,824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,824 \times 0,00368}{400}} \right) = 9,19 \times 10^{-6}$$

$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}}$ tidak memenuhi, maka digunakan ρ_{min} .

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d = 0,0035 \times 1500 \times 737,5 = 3871,875 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\phi} = 0,25 \times \pi \times D^2 = 0,25 \times \pi \times 25^2 = 481,25,874 \text{ mm}^2$$

$$S = A_{s\phi} \times b / A_{s_{\text{perlu}}} = 481,25,874 \times 1500 / 3871,875 = 181,25,2 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pakai}} = 150 \text{ mm}$$

$$A_{s_{\text{pakai}}} = A_{s\phi} \times b / S_{\text{pakai}} = 481,25,874 \times 1500 / 150 = 481,258,738 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Maka untuk tulangan arah X digunakan D25-150

Arah Y

$$b = 1500 \text{ mm}$$

$$t = 800 \text{ mm}$$

$$l = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{tul. Y} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{tul. X} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{decking} = 75 \text{ mm}$$

$$\text{dy} = 800 - (75 - 25 - 0,5 \times 25) = 762,5 \text{ mm}$$

$$M_{uy} = 0,144 \text{ ton}$$

$$M_n = M_u / \phi = 0,144 / 0,8 = 0,18 \text{ ton.m}$$

$$= 1800000 \text{ N.mm}$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 f_c' \times \beta}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85(25) \times 0,85}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0271$$

$$\rho_{\text{min}} = 1,4 / f_y = 0,0035$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} = 0,02032$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times d x^2} = \frac{1800000}{0,8 \times 1500 \times 762,5^2} = 0,00258$$

$$m = f_y / 0,85 f_c = 400 / (0,85 \times 25) = 18,824$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{18,824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,824 \times 0,0258}{400}} \right) = 6,45 \times 10^{-6}$$

$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}}$ tidak memenuhi, maka digunakan ρ_{min} .

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d = 0,0035 \times 1500 \times 762,5 = 4003,125 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\phi} = 0,25 \times \pi \times D^2 = 0,25 \times \pi \times 25^2 = 481,25,874 \text{ mm}^2$$

$$S = A_{s\phi} \times b / A_{s_{\text{perlu}}} = 481,25,874 \times 1500 / 4003,125 = 183,934 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pakai}} = 150 \text{ mm}$$

$$A_{s_{\text{pakai}}} = A_{s\phi} \times b / S_{\text{pakai}} = 481,25,874 \times 1500 / 150 = 481,258,739 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Maka untuk tulangan arah Y digunakan D25-150

❖ Pondasi P4

$$P = 0,5625 \text{ ton (hasil Run SAP 2000)}$$

$$H_x = 0,0273 \text{ ton}$$

$$H_y = 0,0473 \text{ ton}$$

$$M_{ux} = 0,096 \text{ ton.m}$$

$$M_{uy} = 0,064 \text{ ton.m}$$

$$R_a = 212,604 \text{ ton}$$

Dimensi Poer

$$p = 2 \text{ m}$$

$$l = 1,5 \text{ m}$$

$$t = 0,8 \text{ m}$$

jumlah tiang yang dibutuhkan (n)

$$n = P / R_a = 0,5625 / 212,604 = 0,00265 \text{ buah} = 2 \text{ buah}$$

Pondasi tiang direncanakan $D = 71,12 \text{ cm}$

Jarak as – as antar tiang direncanakan

$$2,5D \leq S \leq 3D = 2,5(71,12) = 177,8 \text{ cm} \leq S \leq 3(71,12) = 213,36 \text{ cm}$$

$$S = 2 \text{ m}$$

m = 1 (jumlah baris tiap pancang dalam 1 baris)

n = 2 (jumlah kolom tiang pancang)

$$\tilde{\eta} = 1 - \arctan \frac{d}{s} \times \frac{(m-1)n + (n-1)m}{81,25 \times m \times n}$$

$$\tilde{\eta} = 1 - \arctan \frac{0,7112}{2} \times \frac{(1-1)2 + (2-1)1}{81,25 \times 1 \times 2} = 0,891$$

sehingga $R_{a \text{ ijin grup}} = \tilde{\eta} \times R_{a \text{ ijin tiang}} \times n$

$$R_{a \text{ ijin grup}} = 0,891 \times 331,826 \times 2 = 378,966 \text{ ton}$$

$R_{a \text{ ijin}} > R_{a \text{ ijin grup}}$ (tiang kelompok mampu menahan beban)

Berat Poer (W) = $2 \times 1,5 \times 0,8 \times 2,4 = 5,76 \text{ ton}$

Kapasitas Poer = $R_a + W = 212,604 + 5,76 = 218,364 \text{ ton} <$

$R_{a \text{ ijin grup}}$ (OK)

➤ Kontrol Geser

t = 800 mm

$f_c' \text{ ijin} = 11,25 \text{ MPa}$

bw = 7000 mm (keliling)

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times bw \times t = \frac{1}{6} \times \sqrt{11,25} \times 7000 \times 800 = 3130495,168 \text{ N}$$

$$V_c = 313,0495 \text{ ton}$$

$$V < 0,75 V_c = 0,5625 \text{ ton} < 0,75(313,0495) = 234,79 \text{ ton}$$

(OK)

➤ Penulangan Pondasi P4

Arah X

b = 2000 mm

t = 800 mm

l = 1500 mm

tul. Y = 25 mm

tul. X = 25 mm

decking = 75 mm

$$dx = 1000 - (75 - 0,5 \times 25) = 737,5 \text{ mm}$$

$$M_{ux} = 0,096 \text{ ton}$$

$$M_n = M_u/\phi = 0,096/0,8 = 0,12 \text{ ton.m}$$

$$= 1200000 \text{ N.mm}$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85f_c' \times \beta}{f_y} \times \left(\frac{600}{600+f_y} \right)$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85(25) \times 0,85}{400} \times \left(\frac{600}{600+400} \right) = 0,0271$$

$$\rho_{\text{min}} = 1,4/f_y = 0,0035$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} = 0,02032$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times d \times dx^2} = \frac{1200000}{0,8 \times 2000 \times 737,5^2} = 0,00138$$

$$m = f_y/0,85f_c = 400/(0,85 \times 25) = 18,824$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{18,824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,824 \times 0,00138}{400}} \right) = 3,45 \times 10^{-6}$$

$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}}$ tidak memenuhi, maka digunakan ρ_{min} .

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d = 0,0035 \times 2000 \times 737,5 = 5162,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\phi} = 0,25 \times \pi \times D^2 = 0,25 \times \pi \times 25^2 = 481,25,874 \text{ mm}^2$$

$$S = A_{s\phi} \times b/A_{s_{\text{perlu}}} = 481,25,874 \times 2000/5162,5 = 181,25,17 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pakai}} = 150 \text{ mm}$$

$$A_{s_{\text{pakai}}} = A_{s\phi} \times b/S_{\text{pakai}} = 481,25,874 \times 2000/150 = 6544,985 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Maka untuk tulangan arah X digunakan D25-150

Arah Y

$$b = 2000 \text{ mm}$$

$$t = 800 \text{ mm}$$

$$l = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{tul. Y} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{tul. X} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{decking} = 75 \text{ mm}$$

$$dy = 800 - (75 - 25 - 0.5 \times 25) = 762,5 \text{ mm}$$

$$M_{uy} = 0,064 \text{ ton}$$

$$M_n = M_u / \phi = 0,064 / 0,8 = 0,08 \text{ ton.m}$$

$$= 800000 \text{ N.mm}$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 f_c' \times \beta}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85(25) \times 0,85}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0271$$

$$\rho_{\text{min}} = 1,4 / f_y = 0,0035$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} = 0,02032$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times d^2} = \frac{800000}{0,8 \times 1500 \times 762,5^2} = 0,00086$$

$$m = f_y / 0,85 f_c = 400 / (0,85 \times 25) = 18,824$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{18,824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,824 \times 0,00086}{400}} \right) = 2,15 \times 10^{-6}$$

$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}}$ tidak memenuhi, maka digunakan ρ_{min} .

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d = 0,0035 \times 1500 \times 762,5 = 4003,125 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\phi} = 0,25 \times \pi \times D^2 = 0,25 \times \pi \times 25^2 = 481,25,874 \text{ mm}^2$$

$$S = A_{s\phi} \times b / A_{s_{\text{perlu}}} = 481,25,874 \times 1500 / 4003,125 = 183,934 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pakai}} = 150 \text{ mm}$$

$$A_{s_{\text{pakai}}} = A_{s\phi} \times b / S_{\text{pakai}} = 481,25,874 \times 1500 / 150 = 481,258,739 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Maka untuk tulangan arah Y digunakan D25-150

6.7 Perencanaan Dinding Fender

Data perencanaan

$$\text{Tebal dinding fender} = 450 \text{ mm} = 45 \text{ cm}$$

$$\text{H dinding fender} = 4050 \text{ mm}$$

$$d = 3949,5 \text{ mm}$$

Mutu beton f_c ijin = 25 MPa
 Mutu Baja f_s = 170 MPa
 Diameter tulangan = 13 mm (tulangan bagi)
 = 25 mm (tulangan utama)
 BJ beton bertulang = 2400 kg/m³
 Perencanaan dinding fender direncanakan sebagai struktur yang menerima geser, lentur, dan tekan.

➤ Perhitungan Tulangan Geser

Kuat Geser rencana menurut SNI 2847 – 2002 pasal 25.7 sebesar:

$$v = \frac{V}{b_w \times d}$$

dimana :

v = tegangan geser rencana (ton/mm²)

V = Gaya geser rencana (ton)

b_w = lebar balok (mm)

d = tinggi balok (mm)

V = 4,0623 ton (hasil dari SAP 2000)

$$v = \frac{4,0623}{450 \times 3949,5} = 0,00000229 \text{ ton/mm}^2 = 0,0229 \text{ MPa}$$

Untuk komponen struktur yang menahan geser dan lentur menurut SNI 2847-2002 pasal 25.7.4 sebesar :

$$v_c = \frac{1}{11} \sqrt{f_c \text{ ijin}} = \frac{1}{11} \sqrt{11.25} = 0,3049 \text{ MPa}$$

cek syarat $(v - v_c) < 3/8 (\sqrt{f_c \text{ ijin}})$

$$v - v_c = 0,0229 - 0,3049 = 0,282 \text{ MPa}$$

$$3/8 (\sqrt{f_c \text{ ijin}}) = 3/8 \times (\sqrt{11.25}) = 1,258 \text{ MPa}$$

Karena $(v - v_c) < 3/8 (\sqrt{f_c \text{ ijin}})$, maka dipasang tulangan geser praktis.

Mencari luas tulangan geser menurut SNI 2847-2002 pasal 25.7.5.6 sebagai berikut :

$$A_v = (v - v_c) \frac{b_w \times S}{f_s}$$

Dimana :

S = spasi tulangan geser pada arah sejajar tulangan longitudinal (mm)

S diambil 200 mm

$$A_v = 0,282 \frac{450 \times 200}{170} = 149,327 \text{ mm}^2$$

Tulangan geser yang dipakai :

Diameter = 13 mm

Jml kaki = 2

$$A_s \text{ tulangan} = 2 \times 0,25 \times \pi \times 13^2 = 265,465 \text{ mm}^2$$

$$S \text{ perlu} = (A_v \cdot f_s) / (v - v_c) \cdot b_w = (149,327 \times 170) / (0,282 \times 450)$$

$$S \text{ perlu} = 355,549 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan geser 2 kaki $\phi 13$ -200

Tulangan Utama

$$M_x = 0,5045 \text{ ton.m}$$

$$M_y = 1,2404 \text{ ton.m}$$

Tinggi yang ditinjau = 1000 mm

Decking = 50 mm

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{170}{0,85 \times 11,25} = 17,778$$

$$\rho_{\min} = 1,4 / f_y = 1,4 / 170 = 0,0035$$

$$\beta_1 = 0,85 \text{ (untuk } f_c' < 30 \text{ MPa)}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,85 \times 11,25}{170} \times \frac{600}{600 + 170} = 0,0373$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0373 = 0,0279$$

$$M_n = M_u / 0.8 = 1,5505 \text{ ton.m}$$

$$= 15504500 \text{ N.mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{1000 \times d^2} = \frac{15504500}{1000 \times 3949^2} = 0,0022$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{17,778} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17,778 \times 0,0022}{170}} \right) = 0,00001$$

$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$, maka digunakan ρ_{\min}

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 0.0035 \times 1000 \times 3949 = 1575 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ D25} = 0.25 \times \pi \times D^2 = 0.25 \times \pi \times 25^2 = 481,25,87 \text{ mm}^2$$

$$S = A_s \text{ D25} \times b / A_s \text{ perlu} = 481,25,87 \times 1000 / 1575$$

$$= 140,25 \text{ mm}$$

Digunakan S sebesar 100 mm

$$A_s \text{ pakai} = A_s \text{ D25} \times b / S_{\text{pakai}} = 481,25,87 \times 1000 / 100$$

$$= 2208,9 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu (OK)}$$

Maka untuk tulangan arah Y dipakai D25-100.

Tulangan Arah X

Dipasang tulangan susut dengan ketentuan besar rasio luas tulangan terhadap luas penampang beton untuk struktur yang menggunakan tulangan dengan $f_y = 400 \text{ MPa}$ sebesar 0,0018.

Digunakan $\rho_{\min} = 0,0018$

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0018 \times 450 \times 1000 = 810 \text{ mm}^2$$

$$\text{Digunakan D13} = 132,73 \text{ mm}^2$$

$$\text{Digunakan D13 - 150, } A_s \text{ pakai} = 884,88 \text{ mm}^2$$

6.8 Perencanaan Catwalk

Catwalk pada dermaga adalah untuk jembatan hubung untuk pekerja yang akan menambatkan tali tambat ke dolphin. Catwalk direncanakan menggunakan struktur baja yang akan menghubungkan antara dermaga dengan dolphin.

Catwalk direncanakan sebagaimana berikut ini :

Data teknik perencanaan

Fungsi = Catwalk (jembatan hubung)

Bentang = 17000 mm

Lebar = 1400 mm

Struktur = Rangka Baja

Mutu Baja = BJ50

σ_y = 281,250 kg/cm²

σ_{ijin} = 181,250 kg/cm²

σ_u = 5000 kg/cm²

E = 2000000 kg/cm²

Lantai = Papan kayu kelas 1 t = 40 mm

t hujan = 50 mm

γ air = 1000 kg/m³

γ beton = 2400 kg/m³

γ baja = 7850 kg/m³

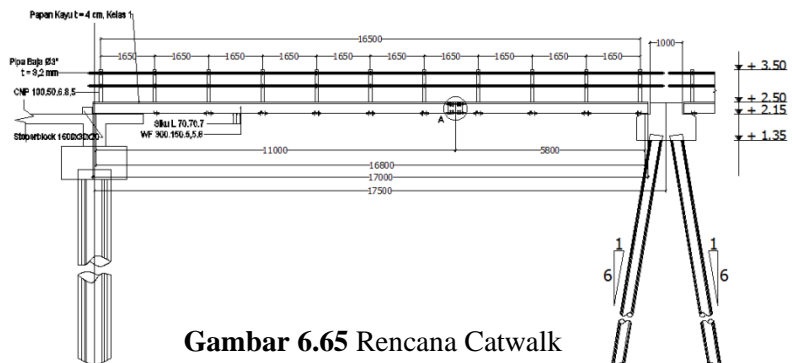
γ kayu kelas 1 = 700 kg/m³

Struktur Bawah Catwalk

Pilar = Beton Bertulang

f_c' = 25 MPa = 11,25 MPa

f_y = 400 MPa = 170 MPa



Gambar 6.65 Rencana Catwalk

6.8.1 Perencanaan Sandaran

Data teknis pipa

Mutu baja = BJ37

$\sigma_{ijin} = 1600 \text{ kg/cm}^2$

$E = 2000000 \text{ kg/cm}^2$

D outside = 3 inch = 76,2 mm

tebal = 3,2 mm

$A = 7,349 \text{ cm}^2$

$G = 5,77 \text{ kg/m}$

$I = 49,2 \text{ cm}^4$

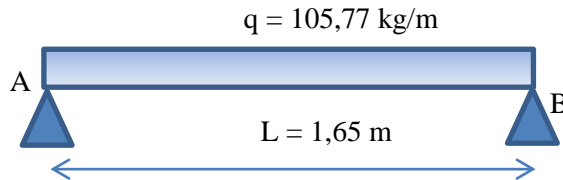
$i = 2,59 \text{ cm}$

$W = 12,9 \text{ cm}^3$

Beban horisontal yang diterima (H) = 100 kg/m (asumsi sandaran pekerja)

Tinggi = 1000 mm

$q = H + G = 100 + 5,77 = 105,77 \text{ kg/m}$



$$R_A = R_B = (q \times l) / 2 = (105,77 \times 1,65) / 2 = 87,26025 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = 1/8 \times q \times l^2 = 1/8 \times 105,77 \times 1,65^2 = 35,9949 \text{ kg.m}$$

Kontrol Terhadap Bahan

a. Kontrol terhadap lendutan / kekakuan

$$\Delta = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} < \Delta = \frac{l}{360}$$

$$\Delta = \frac{5 \times 105,77 \times 1,65^4}{384 \times 200000 \times 49,2} = 0,1037 < \Delta = \frac{1,65}{360} = 0,45833 \text{ (OK)}$$

b. Kontrol terhadap Momen

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} < \sigma_{\text{ijin}}$$

$$\sigma = \frac{35,9949}{12,9} = 279,0299 \text{ kg/cm}^2 < 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

dari perhitungan diatas pipa 3 inch dapat digunakan sebagai tiang sandaran

6.8.2 Lantai Catwalk

Pembebanan

Beban Hidup

Pekerja = 150 kg/m²

Air Hujan = 50 kg/m²

QL = 200 kg/m²

Beban Mati

Berat sendiri = 40/1000 x 700 = 28 kg/m²

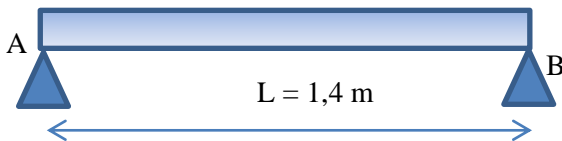
Beban tambahan = 40 kg/m²

QD = 68 kg/m²

Q total = 200 + 68 = 268 kg/m²

= 268 x 17 m = 4556 kg/m

q = 4556 kg/m



$$R_A = R_B = (q \times l) / 2 = (4556 \times 1,4) / 2 = 3189,2 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = 1/8 \times q \times l^2 = 1/8 \times 4556 \times 1,4^2 = 1116,22 \text{ kg.m}$$

Menentukan Profil Gelagar Memanjang

$$W_x = M_{\max} / \sigma_{ijin} = 1116,22 \times 100 / 181,250 = 58,748 \text{ cm}^3$$

Profil yang digunakan

WF 300.150.5,5.8

$$W_x = 424 \text{ cm}^3 > W_x \text{ perlu (OK)}$$

$$A = 40,8 \text{ cm}^2$$

$$G = 32 \text{ kg/m}$$

$$I_x = 6320 \text{ cm}^4$$

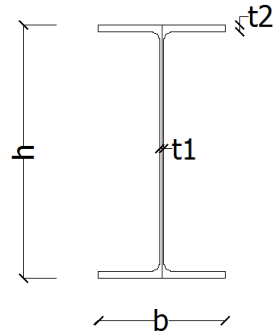
$$h = 298 \text{ mm}$$

$$b = 149 \text{ mm}$$

$$r = 13 \text{ mm}$$

$$t_1 = 5,5 \text{ mm}$$

$$t_2 = 8 \text{ mm}$$

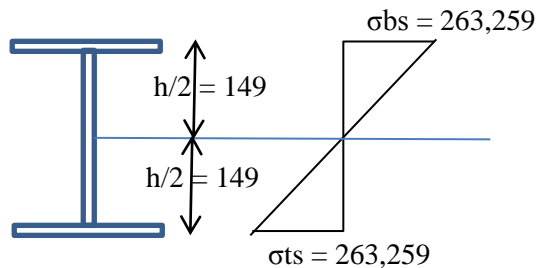


Gambar 6.66 Sket Profil WF

Cek Kekuatan Profil

a. Tegangan Lentur

$$\sigma_{bs} = \sigma_{ts} = M_{\max} / W_x = 1116,22 / 424 = 263,259 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ijin} \text{ (OK)}$$



Gambar 6.67 Tegangan yang terjadi pada Profil

b. Tegangan Geser

$$\tau = D / A_w = 3189,2 / (298 / 10 \times 5,5 / 10) = 194,582 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{ijin} = 0,58 \times \sigma_{ijin} = 0,58 \times 181,250 = 1102 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau < \tau_{ijin}$ Tegangan geser kurang dari teg. Ijin (OK)

c. Cek kekakuan

$$\Delta = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} < \Delta = \frac{1}{500}$$

$$\Delta = \frac{5 \times 4556/100 \times (1,4 \times 100)^4}{384 \times 2000000 \times 6320} = 0,0018 < \Delta = \frac{1,4 \times 100}{500} = 0,28 \text{ (OK)}$$

Profil WF 300.150.5,5.8 dapat digunakan

Menentukan Profil Gelagar Melintang

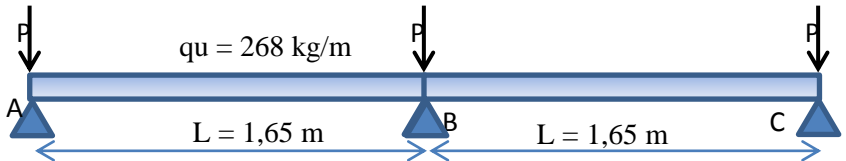
Dengan menggunakan kolom sandar CNP 100.50.6.8,5 didapat :

$W = 10,6 \text{ kg/m}$

Tinggi kolom = 1,34 m

$P = W \times \text{tinggi kolom} = 10,6 \times 1,34 = 14,204 \text{ kg/kolom}$

Dengan $q_u = 268 \text{ kg/m}$ (dari perhitungan sebelumnya)



$$R_A = (q_u l)/2 + P = (268 \times 1,65)/2 + 14,204 = 235,304 \text{ kg}$$

$$R_B = 2 \times (q_u l)/2 + P = 2 \times 235,304 = 456,404 \text{ kg}$$

$$M_{max} = 1/8 \times q_u \times l^2 + P \times l = 1/8 \times 268 \times 1,65^2 + 14,204 \times 1,65 = 114,64 \text{ kg.m}$$

$$W_x = M_{max} / \sigma_{ijin} = 114,64 \times 100 / 181,250 = 6,0337 \text{ cm}^3$$

Profil yang digunakan

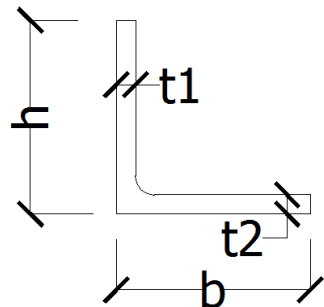
Siku 70.70.7

$$W_x = 67,1 \text{ cm}^3 > W_x \text{ perlu (OK)}$$

$$A = 9,4 \text{ cm}^2$$

$$G = 7,38 \text{ kg/m}$$

$$I_x = 42,4 \text{ cm}^4$$



Gambar 6.68 Sket Profil Siku

$$\begin{aligned}
 h &= 19,7 \text{ mm} \\
 b &= 70 \text{ mm} \\
 r &= 9 \text{ mm} \\
 t_1 &= 7 \text{ mm} \\
 t_2 &= 7 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek Kekuatan Profil

a. Tegangan Lentur

$$\begin{aligned}
 \sigma_{bs} &= \sigma_{ts} = M_{\max}/W_x = 114,64/67,1 = 170,85 \text{ kg/cm}^2 \\
 &< \sigma_{ijin} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

b. Tegangan Geser

$$\begin{aligned}
 \tau &= D/A_w = (235,304 + 456,404)/(70 \times 7) = 1,4116 \text{ kg/cm}^2 \\
 \tau_{ijin} &= 0,58 \times \sigma_{ijin} = 0,58 \times 181,250 = 1102 \text{ kg/cm}^2 \\
 \tau &< \tau_{ijin} \text{ Tegangan geser kurang dari teg. Ijin (OK)}
 \end{aligned}$$

c. Cek kekakuan

$$\begin{aligned}
 \Delta &= \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} + \frac{P \times l^3}{48 \times E \times I} < \Delta = \frac{1}{500} \\
 \Delta &= \frac{5 \times \left(\frac{268}{100}\right) \times (1,65 \times 100)^4}{384 \times 2000000 \times 42,4} + \frac{14,204 \times 1,65^3}{48 \times 2000000 \times 42,4} = 0,30501 \\
 &< \Delta = \frac{1,65 \times 100}{500} = 0,33 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Profil Siku 70.70.7 dapat digunakan

Sambungan

Pada bentang 11 m, catwalk dilakukan penyambungan agar momen yang bekerja tidak terlalu besar. Sambungan direncanakan sebagai berikut :

Beban yang bekerja

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati profil} &= 5,77 + 32 + 7,38 = 45,15 \times 17 = 767,55 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Beban diterima = $268 \times 17 = 4556 \text{ kg}$
 P total = $5323,55 \text{ kg}$

Direncanakan :

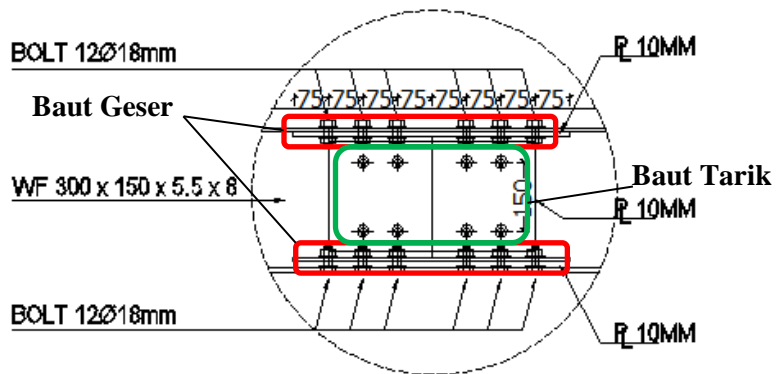
T pelat sambung (w) = 10 mm

Baut = 18 mm

Diameter lubang = 20 mm

h = $8 \times 75 \text{ mm} = 600 \text{ mm}$

n = 6 buah (satu sisi)



Gambar 6.69 Rencana Sambungan

Syarat baut tengah $2,5D < S < 7D$

$25 < S < 126$, diambil $S = 75$

Syarat baut tepi $1,5D < S < 3D$

$27 < S < 54$, diambil 45 mm

Baut Geser

- Cek Kuat pelat penyambung
 $e = tw/2 + w = 5,5/2 + 10 = 12,75 \text{ mm}$
 $P = 5323,55 \text{ kg} = 53235,5 \text{ N}$
 $M = P \times e = 53235,5 \times 12,75 = 678752,625 \text{ N.mm}$

$$A_{\text{netto}} = (\text{lebar plat} - n(\text{dia. Baut})) \times w \\ = (600 - 6 \times 18) \times 10 = 4920 \text{ mm}^2$$

$$I_{\text{netto}} = \frac{1}{12} \times b \times h^3 - n \frac{1}{12} \times b \times h^3$$

$$I_{\text{netto}} = \frac{1}{12} \times 10 \times 600^3 - 6 \frac{1}{12} \times 10 \times 18^3 = 179970840 \text{ mm}^4$$

$$W_n = \frac{I_{\text{netto}}}{h/2} = \frac{179970840}{600/2} = 149975,7 \text{ mm}^3$$

$$\tau = \frac{P}{A_{\text{netto}}} = \frac{53235,5}{4920} = 10,8202 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \frac{M}{W_n} = \frac{678752,625}{149975,7} = 4,5258 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = \sqrt{\sigma^2 + n \times \tau^2} = \sqrt{4,5258^2 + 6 \times 10,8202^2} = 26,8877 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{ijin}} = 181,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i < \sigma_{\text{ijin}}, (\text{OK pelat sambung aman})$$

▪ Cek Pola Baut

$$N_{\text{geser}} = \text{luas baut} \times 0,6 \sigma_{\text{ijin}} = 6 \times (0,25 \times \pi 18^2) \times 0,6 \times 181,25$$

$$= 174056,7994 \text{ N}$$

$$N_{\text{tumpu}} = \text{baut} \times \text{pelat} \times 1,2 \sigma_{\text{ijin}} = 18 \times 10 \times 1,2(181,25) \\ = 410400 \text{ N}$$

Ambil N terkecil, N tumpu.

Akibat gaya geser,

$$K_v = P/n = 53235,5/6 = 8872,5833 \text{ N}$$

Akibat Momen

$$K_x = \frac{M \times Y}{2 \times Y_1^2 + 2 \times Y_2^2} = \frac{678752,625 \times 600}{2 \times \left(\frac{75}{2}\right)^2 + 2 \times 600^2} = 563,4263 \text{ N}$$

$$R = \sqrt{K_v^2 + K_x^2} = \sqrt{8872,5833^2 + 563,4263^2} = 8881,25,4547 \text{ N}$$

$R < N$ tumpu (OK, pola baut dapat digunakan)

6.8.3 Perencanaan Abutment Catwalk

Q_u = 4611,75 kg/m (berat profil keseluruhan catwalk)

L = 17 m

P_{maks} = 4611,75 x 17 = 78399,75 kg

P_u = 78399,75 x 0,5 = 39199,88 kg

M_{tump} = $q_x/2 \times (L-x) = 4611,75 \times 1/2 \times (17-1) = 36894 \text{ kg.m}$

R_a = 106,787 ton (R_a diameter tiang pancang 40,64 cm)

Dimensi Poer

P = 1,8 m

L = 2 m

t = 1,15 m

jumlah tiang yang dibutuhkan (n)

$n = P/R_a = 0,367 \text{ buah} = 4 \text{ buah}$

Pondasi tiang direncanakan $D = 40,64 \text{ cm}$

Jarak as – as antar tiang direncanakan

$2,5D \leq S \leq 3D = 2,5(40,64) = 101,6 \text{ cm} \leq S \leq 3(40,64) = 121,92 \text{ cm}$

$S = 1 \text{ m}$

$m = 2$ (jumlah baris tiap pancang dalam 1 baris)

$n = 4$ (jumlah kolom tiang pancang)

$$\tilde{\eta} = 1 - \arctan \frac{d}{s} \times \frac{(m-1)n + (n-1)m}{81,25 \times m \times n}$$

$$\tilde{\eta} = 1 - \arctan \frac{0,4064}{2} \times \frac{(2-1)4 + (4-1)2}{81,25 \times 2 \times 4} = 0,693$$

sehingga $R_{a \text{ ijin grup}} = \eta \times R_{a \text{ ijin tiang}} \times n$

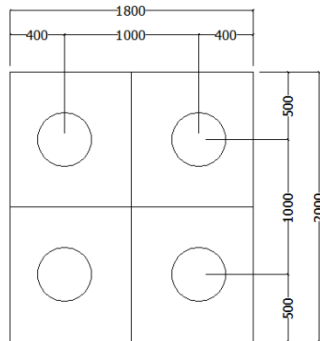
$$R_{a \text{ ijin grup}} = 0,693 \times 106,787 \times 4 = 295,937 \text{ ton}$$

$R_{a \text{ ijin grup}} > R_{a \text{ ijin}}$ (tiang kelompok mampu menahan beban)

$$\text{Berat Poer (W)} = 1,8 \times 2 \times 1,15 \times 2,4 = 9,936 \text{ ton}$$

$$\text{Kapasitas Poer} = R_a + W = 106,787 + 9,936 = 116,723 \text{ ton}$$

$< R_{a \text{ ijin grup}}$ (OK)



Gambar 6.70 Denah Tiang Pancang Abutment Catwalk

➤ Kontrol Geser

$$t = 1500 \text{ mm}$$

$$f_c'_{\text{ijin}} = 11,25 \text{ MPa}$$

$$b_w = 7600 \text{ mm (keliling)}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times t = \frac{1}{6} \times \sqrt{11,25} \times 7600 \times 1500 = 4885809 \text{ N}$$

$$V_c = 39,200 \text{ ton}$$

$$V < 0,75 V_c = 39,200 \text{ ton} < 0,75(488,5809) = 366,44 \text{ ton}$$

(OK)

➤ Penulangan Abutment Catwalk

Arah X

$$b = 1800 \text{ mm}$$

$$t = 1150 \text{ mm}$$

$$l = 2000 \text{ mm}$$

tul. Y = 19 mm

tul. X = 19 mm

decking = 75 mm

dx = 1150 – (75+0.5 x 19) = 1065 mm

Mux = 36,894 ton

Mn = Mu/φ = 36,894/0,8 = 46,1175 ton.m

= 4611750000 N.mm

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85f_c' \times \beta}{f_y} \times \left(\frac{600}{600+f_y} \right)$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85(25) \times 0,85}{400} \times \left(\frac{600}{600+400} \right) = 0,0271$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} = 0,02032$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times d x^2} = \frac{4611750000}{0,8 \times 1000 \times 1065^2} = 0,481,251$$

$$m = f_y / 0,85f_c = 400 / (0,85 \times 25) = 18,824$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{18,824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,824 \times 0,481,251}{400}} \right) = 0,0012$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d = 0,0012 \times 1000 \times 1065 = 1344,571 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\phi} = 0,25 \times \pi \times D^2 = 0,25 \times \pi \times 19^2 = 283,529 \text{ mm}^2$$

$$S = A_{s\phi} \times b / A_{s_{\text{perlu}}} = 283,529 \times 1000 / 1344,571 = 379,565 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pakai}} = 200 \text{ mm}$$

$$A_{s_{\text{pakai}}} = A_{s\phi} \times b / S_{\text{pakai}} = 283,529 \times 1000 / 200 = 2551,759 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Maka untuk tulangan arah X digunakan D19-200

Arah Y

b = 1800 mm

t = 1150 mm

l = 2000 mm

tul. Y = 19 mm

tul. X = 19 mm

decking = 75 mm

$$dx = 1150 - (75 + 19 + 0,5 \times 19) = 1046,5 \text{ mm}$$

$$M_{ux} = 36,894 \text{ ton}$$

$$M_n = M_u / \phi = 36,894 / 0,8 = 46,1175 \text{ ton.m}$$

$$= 4611750000 \text{ N.mm}$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 f_c' \times \beta}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85(25) \times 0,85}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0271$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} = 0,02032$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times dx^2} = \frac{4611750000}{0,8 \times 1000 \times 1046,5^2} = 0,5264$$

$$m = f_y / 0,85 f_c = 400 / (0,85 \times 25) = 18,824$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{18,824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,824 \times 0,5264}{400}} \right) = 0,0013$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d = 0,0013 \times 1000 \times 1046,5 = 1394,627 \text{ mm}^2$$

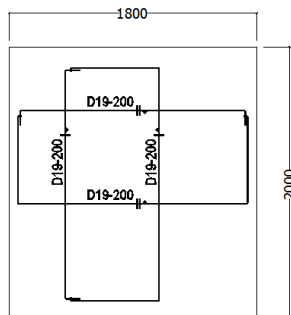
$$A_{s\phi} = 0,25 \times \pi \times D^2 = 0,25 \times \pi \times 19^2 = 283,529 \text{ mm}^2$$

$$S = A_{s\phi} \times b / A_{s_{\text{perlu}}} = 283,529 \times 1000 / 1394,627 = 406,6 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pakai}} = 200 \text{ mm}$$

$$A_{s_{\text{pakai}}} = A_{s\phi} \times b / S_{\text{pakai}} = 283,529 \times 1000 / 200 = 2551,759 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Maka untuk tulangan arah Y digunakan D19-200

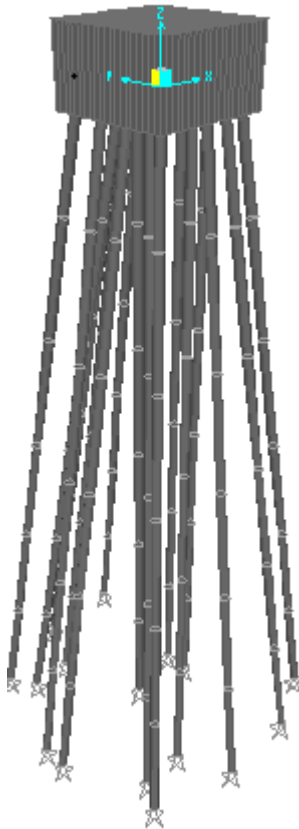


Gambar 6.71 Denah Penulangan Abutment Catwalk

6.9 Perencanaan Dolphin

Selain beban sendiri, arus, dan gempa. struktur dolphin dalam perencanaan ini akan didesain menerima beban tambat (*mooring force*) dari kapal yang sandar. Perhitungan *mooring force* telah dihitung sebagaimana diatas.

Struktur dolphin dimodelkan dengan program bantu SAP 2000 seperti pada gambar dibawah ini.



Gambar 6.72 Permodelan Dolphin

DL = Beban Mati

LL = Beban Hidup
 EX = Beban Gempa Arah X
 EY = Beban Gempa Arah Y

Dari tabel diatas reaksi maksimum adalah :

Beban Tetap

- P Tekan = 8,6597Ton
- P Cabut = 7,1442Ton
- Momen Crack = 9,0291Ton.m

Beban Sementara

- P Tekan = 13,0756Ton
- P Cabut = 11,5156 Ton
- Momen Crack = 18,0582Ton.m

6.9.3 Perhitungan Daya Dukung Tiang

Perhitungan daya dukung tiang berdasarkan data tanah BH9 yang telah didapat sama seperti dermaga dan trestle. Perhitungan berdasarkan metode Kazuto Nakazawa. Berikut ini penjabaran perhitungan daya dukung tanah:

Tabel 6.13 Data Tanah BH9

Kedalaman (m)	Jenis Tanah	N Rata2	Grafik SPT	fi (t/m ²)	fi x li (t/m)
0.00	Sandy clay with some reefs, grey, very soft	0	0.00	0	0
-0.50	Sandy clay with some reefs, grey, very soft	0	-0.50	0	0
-1.00	Clay, grey, very soft	0	-1.00	0	0
-1.50	Clay, grey, very soft	0	-1.50	0	0
-2.00	Clay, grey, very soft	0	-2.00	0	0
-2.50	Clay, grey, very soft	0	-2.50	0	0
-3.00	Clay, grey, very soft	0	-3.00	0	0
-3.50	Clay, grey, very soft	0	-3.50	0	0
-4.00	Clay, grey, very soft	0	-4.00	0	0
-4.50	Clay, grey, very soft	0	-4.50	0	0
-5.00	Clay, grey, very soft	0	-5.00	0	0
-5.50	Clay, grey, very soft	0	-5.50	0	0
-6.00	Clay, grey, very soft	0	-6.00	0	0
-6.50	Clay, grey, very soft	0	-6.50	0	0
-7.00	Clay, grey, very soft	0	-7.00	0	0
-7.50	Clay, grey, very soft	0	-7.50	0	0
-8.00	Clay, grey, very soft	0	-8.00	0	0
-8.50	Clay, grey, very soft	0	-8.50	0	0
-9.00	Clay, grey, very soft	0	-9.00	0	0
-9.50	Clay, grey, very soft	0	-9.50	0	0
-10.00	Clay, grey, very soft	0	-10.00	0	0
-10.50	Clay, grey, very soft	0	-10.50	0	0
-11.00	Clay, grey, very soft	0	-11.00	0	0
-11.50	Clay, grey, very soft	0	-11.50	0	0
-12.00	Clay, grey, very soft	15	-12.00	7.5	3.75
-12.50	Clay, brownish grey, very stiff	15	-12.50	7.5	3.75
-13.00	Carbonatius clay stone, brown, very hard	15	-13.00	7.5	3.75
-13.50	Carbonatius clay stone, brown, very hard	15	-13.50	7.5	3.75
-14.00	Carbonatius clay stone, brown, very hard	50	-14.00	12	6
-14.50	Carbonatius clay stone, brown, very hard	50	-14.50	12	6
-15.00	Carbonatius clay stone, brown, very hard	50	-15.00	12	6
-15.50	Carbonatius clay stone, brown, very hard	50	-15.50	12	6
-16.00	Carbonatius clay stone, brown, very hard	50	-16.00	12	6
-16.50	Sand Stone, brown, very dense	50	-16.50	12	6
-17.00	Sand Stone, brown, very dense	50	-17.00	12	6
-17.50	Carbonatius clay stone, brown, very hard	50	-17.50	12	6
-18.00	Carbonatius clay stone, brown, very hard	50	-18.00	12	6
-18.30	Sand Stone, greyish brown, very dense	50	-18.50	12	3.6
-19.00	Gravity free sand, brown, very dense	50	-19.00	12	8.4
-19.20	Gravity free sand, brown, very dense	50	-19.50	12	2.4
-19.50	Fine sand, grey, very dense	50	-20.00	12	3.6
-20.00	Fine sand, grey, very dense	50	-20.50	12	6
-20.50	Sand Stone, brown, very dense	50	-21.00	12	6
-21.00	Sand Stone, brown, very dense	50	-21.50	12	6
-21.50	Clay Stone, brown, very hard	50	-22.00	12	6
-22.00	Clay Stone, brown, very hard	50	-22.50	12	6
-22.50	Clay Stone, brown, very hard	50	-23.00	12	6
-23.00	Clay Stone, brown, very hard	50	-23.50	12	6
-23.50	Clay Stone, brown, very hard	50	-24.00	12	6
-24.00	Clay Stone, brown, very hard	50	-24.50	12	6
-24.50	Clay Stone, brown, very hard	50	-25.00	12	6
-25.00	Clay Stone, brown, very hard	50	-25.50	12	6
-25.50	Clay Stone, brown, very hard	50	-26.00	12	6

-25.50	Clay Stone, brown, very hard	50	-26.00		12	6
-26.00	Clay Stone, brown, very hard	50	-26.50		12	6
-26.50	Clay Stone, brown, very hard	50	-27.00		12	6
-27.00	Clay Stone, brown, very hard	50	-27.50		12	6
-27.50	Clay Stone, brown, very hard	50	-28.00		12	6
-28.00	Clay Stone, brown, very hard	50	-28.50		12	6
-28.50	Clay Stone, brownish grey, very hard	50	-29.00		12	6
-29.00	Clay Stone, brownish grey, very hard	50	-29.50		12	6
-29.50	Clay Stone, brownish grey, very hard	50	-30.00		12	6
-30.00	Clay Stone, brownish grey, very hard	50	-30.50		12	6
-30.50	Clay Stone, brownish grey, very hard	50	-31.00		12	6
-31.00	Clay Stone, brownish grey, very hard	50	-31.50		12	6
-31.50	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-32.00		12	6
-32.00	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-32.50		12	6
-32.50	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-33.00		12	6
-33.00	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-33.50		12	6
-33.50	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-34.00		12	6
-34.00	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-34.50		12	6
-34.50	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-35.00		12	6
-35.00	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-35.50		12	6
-35.50	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-36.00		12	6
-36.00	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-36.50		12	6
-36.50	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-37.00		12	6
-37.00	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-37.50		12	6
-37.50	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-38.00		12	6
-38.00	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-38.50		12	6
-38.20	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-39.00		12	2.4
-38.50	Carbonatius clay stone, brown, very hard	50	-39.50		12	3.6
-39.00	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-40.00		12	6
-39.50	Carbonatius clay stone, brown, very hard	50	-40.50		12	6
-39.64	Carbonatius clay stone, brown, very hard	50	-41.00		12	1.68
-40.00	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-41.50		12	4.32
-40.30	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-42.00		12	3.6
-41.00	Carbonatius clay stone, brown, very hard	50	-42.50		12	8.4
-41.50	Carbonatius clay stone, brown, very hard	50	-43.00		12	6
-42.00	Carbonatius clay stone, brown, very hard	50	-43.50		12	6
-42.50	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-44.00		12	6
-43.00	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-44.50		12	6
-43.50	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-45.00		12	6
-44.00	Clay Stone, greyish brown, very hard	50	-45.50		12	6
-44.50	Gravity Clay, brown, very dense	50	-46.00		12	6
-45.00	Gravity Clay, brown, very dense	50	-46.50		12	6
-45.50	Gravity Clay, brown, very dense	50	-47.00		12	6
-46.00	Free Sand, greyish brown, very dense	57	-47.50		12	6
-46.50	Free Sand, greyish brown, very dense	57	-48.00		12	6
-47.00	Free Sand, greyish brown, very dense	57	-48.50		12	6
-47.50	Free Sand, greyish brown, very dense	57	-49.00		12	6
-48.00	Free Sand, greyish brown, very dense	57	-49.50		12	6
-48.50	Free Sand, greyish brown, very dense	57	-50.00		12	6
-49.00	Free Sand, greyish brown, very dense	57			12	6
-49.50	Free Sand, greyish brown, very dense	57			12	6
-50.00	Free Sand, greyish brown, very dense	58			12	6

f_i = intensitas geser dinding tiang, tanah kohesif $N/2$ (≤ 12)

l_i = tebal lapisan tanah

$$\sum f_i \times l_i = 129 \text{ t/m (dikedalaman 23m)}$$

❖ Gaya Geser Maksimum Dinding Tiang (Rf)

$$\begin{aligned} R_f &= \text{Keliling Tiang} \times \sum f_i \times l_i \\ &= 0,130 \times 129 = 164,700 \text{ ton} \end{aligned}$$

❖ Daya Dukung Pada Ujung Tiang (Rp)

$$\begin{aligned} R_p &= q_d \times A \\ A &= 0,130 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

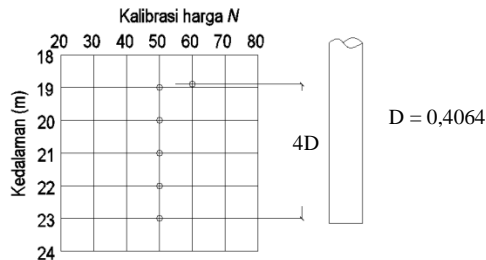
Mencari q_d berdasarkan metode Kazuto dimana :

Harga N rencana dari tanah pondasi

$$N = (N_1 + N_2)/2 \quad (N \leq 40)$$

$$N_1 = 50$$

$$\begin{aligned} N_2 &= \text{Harga rata - rata pada jarak } 4D \text{ dari ujung tiang} \\ &= 4 \times 0,4064 \text{ mm} = 1,842 \text{ m} \end{aligned}$$



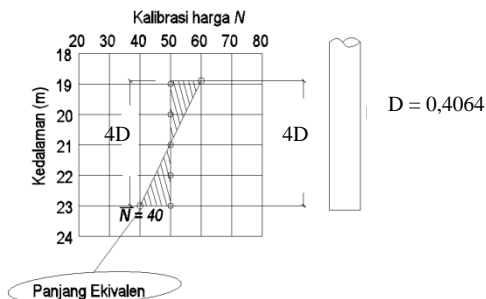
Gambar 6.73 Mencari harga N_2

$$N_2 = (50 + 50 + 50 + 50 + 50)/5 = 50$$

$$N = (50 + 50)/2 \quad (N \leq 40)$$

$$N = 50 \geq 40$$

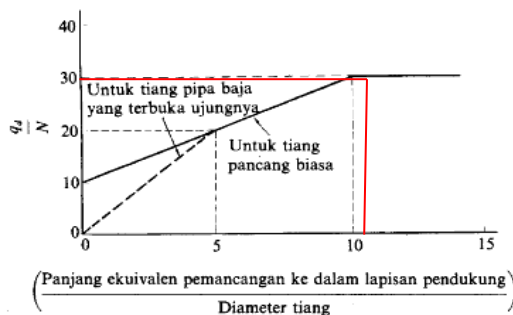
N diambil 40



Gambar 6.74 Mencari harga i (panjang ekuivalen)

$$i/D = 4,1/0,4064 = 10,089$$

dari nilai diatas dimasukkan sesuai dengan gambar 6.72 dibawah ini.



Gambar 6.75 Mencari harga q_d/N

Didapat

$$q_d/N = 30$$

$$q_d = 30 \times N$$

$$q_d = 30 \times 40 = 1200 \text{ ton/m}^2$$

$$R_p = q_d \times A$$

$$= 1200 \times 0,130 = 155,661 \text{ ton}$$

❖ Daya Dukung Ultimit Tiang (R_u)

$$R_u = R_p + R_f$$

$$= 155,661 + 164,700$$

$$= 320,360 \text{ ton}$$

❖ Daya Dukung Ijin Tiang (R_a)

$$R_a = R_u/SF$$

$$= 320,360/3$$

$$= 106,787 \text{ ton} > 13,0756 \text{ Ton (OK)}$$

Dari perhitungan daya dukung tiang didapatkan bahwa reaksi Tiang rencana lebih besar dari reaksi yang terjadi. Sehingga tiang dengan dimensi 406,4 mm dapat memenuhi syarat kekuatan.

❖ Kapasitas Cabut Ijin Tiang (Pc)

$$P_c = (R_f + W_p)/SF$$

$$R_f = 162,106 \text{ ton}$$

$$W_p = 88,200/1000 \times 30 \text{ m} = 2,646 \text{ ton}$$

SF untuk cabut diambil 6

$$P_c = (162,106 + 2,646) \times 1/6$$

$$= 27,459 \text{ ton} > 11,5156 \text{ ton (OK)}$$

Dari perhitungan kapasitas cabut ijin tiang didapatkan bahwa reaksi ijin tiang rencana lebih besar dari reaksi cabut yang terjadi. Sehingga tiang dengan dimensi 406,4 mm dapat memenuhi syarat kekuatan.

❖ Kapasitas Daya Dukung Horizontal Pondasi Tiang

Menurut buku Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi karangan Kazuto, tiang pancang dibagi menjadi 2 tipe. Yaitu tipe 1 adalah tiang – tiang yang terbenam didalam tanah dan tipe 2 adalah tiang – tiang yang menonjol diatas tanah.

Pada perencanaan pondasi dermaga, trestle, dolphin, pondasi catwalk, dan abutment digunakan tipe 2. Untuk tiang – tiang yang menonjol diatas tanah digunakan formula sebagai berikut :

$$H_a = \frac{4EI.\beta^3}{1 + \beta h} \delta_a$$

Dimana,

H_a = Daya dukung mendatar yang diizinkan (kg)

k = koefisien reaksi lapisan tanah dibawah permukaan dalam arah vertikal (kg/m^3)

D = diameter tiang (cm)

EI = Kekakuan lentur dari tiang (kg/cm^{-1})

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4EI}} \text{ (cm}^{-1}\text{)}$$

h = Panjang tiang yang menonjol diatas tanah (cm)

δa = Besarnya pergeseran normal (cm), diambil 1 cm

Data tiang dan data tanah :

h = 700 cm = 7 m

Nilai N-SPT rata – rata dasar sungai, diambil = 22,0833

D = 0,4064 m

f_y = 370 MPa

E = 2000000 kg/cm²

I = 22192,625 cm⁴

Ho = 10,0348 ton (Hasil Run SAP 2000)

Modulus deformasi Tanah (E_o)

E_o = 28 x N = 28 x 22,0833 = 618,333

Koefisien Reaksi Tanah Dasar (k)

k = 0,2 x E_o x $D^{-3/4}$ x $y^{-1/2}$, dengan y diambil 1cm
 = 0,2 x 618,333 x 40,64^{-3/4} x 1^{-1/2} = 7,683 kg/cm³

Deformasi tiang didasar Pile Cap (δ)

δa = 1 cm

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{7,683 \times 40,64}{4EI}} = 0,00648 \text{ cm}^{-1} = 0,648 \text{ m}^{-1}$$

Daya dukung gaya horisontal tiang tegak (H_a), untuk pergeseran sebesar “ δ ” :

$$H_a = \frac{4 \times 2000000 \times 22192,625 \times 0,00648^3}{1 + 0,00648 \times 700} \times 1 = 38,171 \text{ ton}$$

Dari perhitungan diatas $H_a > H_o$, sehingga tiang mampu menahan tegangan horisontal aktual.

❖ Momen Lentur aktual pada kepala tiang (M_o)

$$M_o = \frac{1 + \beta h}{2\beta} H = \frac{1 + 0,648 \times 7}{2 \times 0,648} 38,171 = 37,228 \text{ ton.m}$$

Dari perhitungan diatas $M_o > \text{Momen Crack} = 18,0582 \text{ Ton.m}$

, sehingga tiang mampu menahan momen yang terjadi.

Dari perhitungan diatas dapat disimpulkan bahwa tiang pipa baja diameter 406,4 mm dapat dipakai sebagai tiang pancang pondasi dolphin.

❖ Pondasi Dolphin

$P = 13,0756 \text{ ton}$ (hasil Run SAP 2000)

$H_x = 0 \text{ ton}$

$H_y = 0 \text{ ton}$

$M_{ux} = 1,5899 \text{ ton.m}$

$M_{uy} = 1,9586 \text{ ton.m}$

$R_a = 106,787 \text{ ton}$

Dimensi Poer

$p = 4,8 \text{ m}$

$l = 4,8 \text{ m}$

$t = 2,75 \text{ m}$

jumlah tiang yang dibutuhkan (n)

$n = P/R_a = 13,0756/106,787 = 0,1224 = 1 \text{ buah} = 1 \text{ buah}$

Pondasi tiang direncanakan $D = 40,64 \text{ cm}$

Jarak as – as antar tiang direncanakan

$2,5D \leq S \leq 3D = 2,5(40) = 101,6 \text{ cm} \leq S \leq 3(40) = 121,92 \text{ cm}$

$m = 4$ (jumlah baris tiap pancang dalam 1 baris)

$n = 17$ (jumlah kolom tiang pancang)

$$\tilde{\eta} = 1 - \arctan \frac{d}{s} \times \frac{(m-1)n + (n-1)m}{81,25 \times m \times n}$$

$$\tilde{\eta} = 1 - \arctan \frac{0,4064}{2} \times \frac{(4-1)17 + (17-1)4}{81,25 \times 4 \times 17} = 0,648$$

sehingga $Ra_{\text{ijin grup}} = \tilde{\eta} \times Ra_{\text{ijin tiang}} \times n$

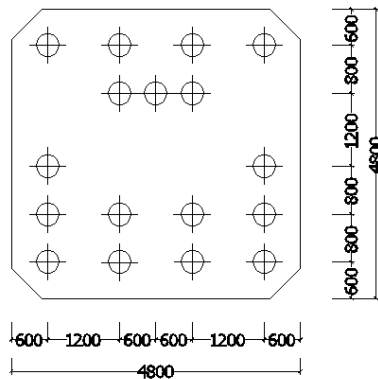
$$Ra_{\text{ijin grup}} = 0,648 \times 106,787 \times 17 = 1177,148 \text{ ton}$$

$Ra_{\text{ijin grup}} > Ra_{\text{ijin}}$ (tiang kelompok mampu menahan beban)

$$\text{Berat Poer (W)} = 4,8 \times 4,8 \times 2,75 \times 2,4 = 152,064 \text{ ton}$$

$$\text{Kapasitas Poer} = Ra + W = 106,787 + 152,064 = 258,851$$

ton < $Ra_{\text{ijin grup}}$ (OK, Tiang Kelompok mampu menahan Poer)



Gambar 6.76 Rencana Pondasi Dolphin

➤ Kontrol Geser

$$t = 2750 \text{ mm}$$

$$f_c'_{\text{ijin}} = 11,25 \text{ MPa}$$

$$bw = 19200 \text{ mm (keliling)}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times bw \times t = \frac{1}{6} \times \sqrt{11,25} \times 19200 \times 2750 = 29516097,3 \text{ N}$$

$$V_c = 2951,60973 \text{ ton}$$

$$V < 0,75V_c = 942,7205 \text{ ton} < 0,75(2951,60973) = 2213,7073 \text{ ton (OK)}$$

➤ Penulangan Dolphin

Arah X

$$p = 4800 \text{ mm}$$

$$t = 2750 \text{ mm}$$

$$l = 4800 \text{ mm}$$

$$b \text{ yang ditinjau} = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{tul. Y} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{tul. X} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{decking} = 75 \text{ mm}$$

$$dx = 2750 - (75 - 0,5 \times 25) = 2687,5 \text{ mm}$$

$$M_{ux} = 1,5899 \text{ ton}$$

$$M_n = M_u / \phi = 1,5899 / 0,8 = 1,9874125 \text{ ton.m}$$

$$= 19874125 \text{ N.mm}$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85f_c' \times \beta}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85(25) \times 0,85}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0271$$

$$\rho_{\text{min}} = 1,4 / f_y = 0,0035$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} = 0,02032$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times dx^2} = \frac{19874125}{0,8 \times 1000 \times 2687,5^2} = 0,00344$$

$$m = f_y / 0,85f_c = 400 / (0,85 \times 25) = 18,824$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{18,824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,824 \times 0,00344}{400}} \right) = 8,599 \times 10^{-6}$$

$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}}$ tidak memenuhi, maka digunakan ρ_{min} .

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d = 0,0035 \times 1000 \times 2687,5 = 9406,25 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\phi} = 0,25 \times \pi \times D^2 = 0,25 \times \pi \times 25^2 = 481,25,874 \text{ mm}^2$$

$$S = A_s \phi \times b / A_{s_{\text{perlu}}} = 481,25,874 \times 1000 / 9406,25 = 250,492 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pakai}} = 250 \text{ mm}$$

$$A_{s_{\text{pakai}}} = A_s \phi \times b / S_{\text{pakai}} = 481,25,874 \times 1000 / 250 = 9424,778 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Maka untuk tulangan arah X digunakan D25-250

Arah Y

$$p = 4800 \text{ mm}$$

$$t = 2750 \text{ mm}$$

$$l = 4800 \text{ mm}$$

$$b \text{ yang ditinjau} = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{tul. Y} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{tul. X} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{decking} = 75 \text{ mm}$$

$$dy = 2750 - (75 - 25 - 0.5 \times 25) = 2712,5 \text{ mm}$$

$$M_u = 1,9586 \text{ ton}$$

$$M_n = M_u / \phi = 1,9586 / 0,8 = 2,4482625 \text{ ton.m}$$

$$= 24482625 \text{ N.mm}$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 f_c' \times \beta}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85(25) \times 0,85}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0271$$

$$\rho_{\text{min}} = 1,4 / f_y = 0,0035$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} = 0,02032$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times d \times x^2} = \frac{24482625}{0,8 \times 1000 \times 2712,5^2} = 0,00416$$

$$m = f_y / 0,85 f_c' = 400 / (0,85 \times 25) = 18,824$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{18,824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,824 \times 0,00416}{400}} \right) = 1,034 \times 10^{-5}$$

$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}}$ tidak memenuhi, maka digunakan ρ_{min} .

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d = 0,0035 \times 1000 \times 2712,5 = 9493,75 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\phi} = 0,25 \times \pi \times D^2 = 0,25 \times \pi \times 25^2 = 481,25,874 \text{ mm}^2$$

$$S = A_{s\phi} \times b / A_{s_{\text{perlu}}} = 481,25,874 \times 1000 / 9493,75 = 248,184 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pakai}} = 200 \text{ mm}$$

$$A_{s_{\text{pakai}}} = A_{s\phi} \times b / S_{\text{pakai}} = 481,25,874 \times 1000 / 200 = 11780,9725 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Maka untuk tulangan arah Y digunakan D25-200

6.10 Perencanaan Abutment

Pembebanan

a. Beban Mati

Beban mati didapatkan dari hasil Run SAP 2000 dengan kombinasi beban mati, didapatkan joint reaction :

Tabel 6.14 Joint Reaction beban mati

TABLE: Element Joint Forces		
Joint	Output Case	F3
Text	Text	Kgf
278	1DL	13655.02
297	1DL	15372.93
298	1DL	12020.71
$\Sigma =$		41048.66

Reaksi Perletakan

$$R_a = 0,5 \times W_t = 0,5 \times 41048,66 = 20524,33 \text{ kg}$$

b. Beban Hidup

Beban hidup didapatkan dari hasil Run SAP 2000 dengan kombinasi beban hidup, didapatkan joint reaction :

Tabel 6.15 Joint Reaction beban hidup

TABLE: Element Joint Forces		
Joint	Output Case	F3
Text	Text	Kgf
278	UDL+KEL+C+Ex+EXC	22081.21
297	UDL+KEL+C+Ex+EXC	36415.94
298	UDL+KEL+C+H+A	11473.9
$\Sigma =$		69971.05

Reaksi Perletakan

$$R_a = 0,5 \times W_t = 0,5 \times 69971,05 = 34985,525 \text{ kg}$$

$$P_{maks} = 20524,33 + 34985,525 = 55,5099 \text{ ton}$$

Beban maksimal hasil Run SAP 2000

$$P = 55,5099 \text{ ton}$$

$$H_x = 0,0273 \text{ ton}$$

$$H_y = 0,0473 \text{ ton}$$

$$M_{ux} = 83,2648 \text{ ton.m}$$

$$M_{uy} = 638,3633 \text{ ton.m}$$

$$R_a = 212,604 \text{ ton (Ra Trestle)}$$

Dimensi Poer

$$p = 11,5 \text{ m}$$

$$l = 1,5 \text{ m}$$

$$t = 1,5 \text{ m}$$

jumlah tiang yang dibutuhkan (n)

$$n = P/R_a = 55,5099/212,604 = 8,170,2611 \text{ buah} = 6 \text{ buah}$$

Pondasi tiang direncanakan $D = 71,12 \text{ cm}$

Jarak as – as antar tiang direncanakan

$$2,5D \leq S \leq 3D = 2,5(40) = 177,8 \text{ cm} \leq S \leq 3(40) = 213,36 \text{ cm}$$

$$S_{pakai} = 1,8 \text{ m}$$

$$m = 1 \text{ (jumlah baris tiap pancang dalam 1 baris)}$$

$n = 2$ (jumlah kolom tiang pancang)

$$\tilde{\eta} = 1 - \arctan \frac{d}{s} \times \frac{(m-1)n + (n-1)m}{81,25 \times m \times n}$$

$$\tilde{\eta} = 1 - \arctan \frac{0,7112}{2} \times \frac{(1-1)17 + (2-1)1}{81,25 \times 1 \times 2} = 0,880$$

sehingga $R_{a \text{ ijin grup}} = \tilde{\eta} \times R_{a \text{ ijin tiang}} \times n$

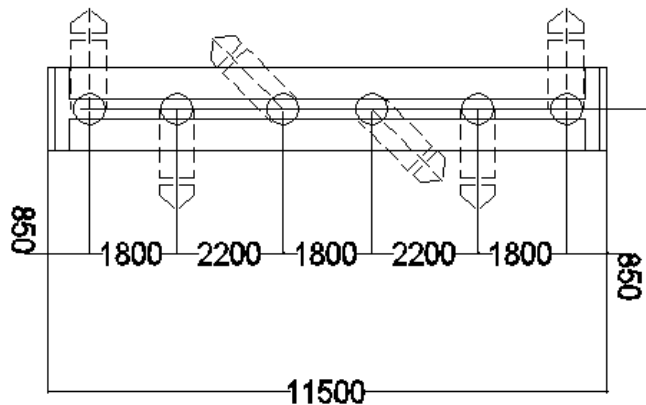
$$R_{a \text{ ijin grup}} = 0,880 \times 212,604 \times 2 = 1122,837 \text{ ton}$$

$R_{a \text{ ijin grup}} > R_{a \text{ ijin}}$ (tiang kelompok mampu menahan beban)

$$\text{Berat Poer (W)} = 11,5 \times 1,5 \times 1,5 \times 2,4 = 62,1 \text{ ton}$$

$$\text{Kapasitas Poer} = R_a + W = 212,604 + 62,1 = 274,704 \text{ ton} <$$

$R_{a \text{ ijin grup}}$ (OK, Tiang Kelompok mampu menahan Poer)



Gambar 6.77 Rencana Abutment

➤ Penulangan Abutment

Arah X

$$b = 11500 \text{ mm}$$

$$t = 1500 \text{ mm}$$

$$l = 1500 \text{ mm}$$

tul. Y = 25 mm

tul. X = 25 mm

decking = 75 mm

b yang ditinjau = 1000 mm

$$dx = 1000 - (75 - 0,5 \times 25) = 1437,5 \text{ mm}$$

$$M_{ux} = 83,2648 \text{ ton}$$

$$M_n = M_u / \phi = 83,2648 / 0,8 = 104,08097871 \text{ ton.m}$$

$$= 10408097871 \text{ N.mm}$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 f_c' \times \beta}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85(25) \times 0,85}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0271$$

$$\rho_{\text{min}} = 1,4 / f_y = 0,0035$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} = 0,02032$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times dx^2} = \frac{10408097871}{0,8 \times 1000 \times 1437,5^2} = 0,6296$$

$$m = f_y / 0,85 f_c = 400 / (0,85 \times 25) = 18,824$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{18,824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,824 \times 0,6296}{400}} \right) = 0,00160$$

$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}}$ tidak memenuhi, maka digunakan ρ_{min} .

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d = 0,0035 \times 1000 \times 1437,5 = 5031,25 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\phi} = 0,25 \times \pi \times D^2 = 0,25 \times \pi \times 25^2 = 481,25,874 \text{ mm}^2$$

$$S = A_{s\phi} \times b / A_{s_{\text{perlu}}} = 481,25,874 \times 1000 / 5031,25 = 1121 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pakai}} = 200 \text{ mm}$$

$$A_{s_{\text{pakai}}} = A_{s\phi} \times b / S_{\text{pakai}} = 481,25,874 \times 1000 / 200 = 28225,246 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Maka untuk tulangan arah X digunakan D25-200

Arah Y

$$b = 11500 \text{ mm}$$

$$t = 1500 \text{ mm}$$

$$l = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{tul. Y} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{tul. X} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{decking} = 75 \text{ mm}$$

$$b \text{ yang ditinjau} = 1000 \text{ mm}$$

$$d_y = 1500 - (75 - 25 - 0.5 \times 25) = 1462,5 \text{ mm}$$

$$M_{uy} = 638,3633 \text{ ton}$$

$$M_n = M_u / \phi = 638,3633 / 0,8 = 797,9541656 \text{ ton.m}$$

$$= 7979541656 \text{ N.mm}$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 f_c' \times \beta}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85(25) \times 0,85}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0271$$

$$\rho_{\text{min}} = 1,4 / f_y = 0,0035$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} = 0,02032$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times d \times x^2} = \frac{7979541656}{0,8 \times 1000 \times 1462,5^2} = 0,4055$$

$$m = f_y / 0,85 f_c = 400 / (0,85 \times 25) = 18,824$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{18,824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,824 \times 0,4055}{400}} \right) = 0,001$$

$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}}$ tidak memenuhi, maka digunakan ρ_{min} .

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d = 0,0035 \times 1000 \times 1462,5 = 5118,75 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\phi} = 0,25 \times \pi \times D^2 = 0,25 \times \pi \times 25^2 = 481,25,874 \text{ mm}^2$$

$$S = A_{s\phi} \times b / A_{s_{\text{perlu}}} = 481,25,874 \times 1000 / 5118,75 = 1102,818 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pakai}} = 200 \text{ mm}$$

$$A_{s_{\text{pakai}}} = A_{s\phi} \times b / S_{\text{pakai}} = 481,25,874 \times 1000 / 200 = 28225,246 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Maka untuk tulangan arah Y digunakan D25-200

➤ Perhitungan Konsol Abutment

Dimensi Pelat injak

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$h = 3000 \text{ mm}$$

$$L = 9,1 \text{ m}$$

$$A = b \times h = 0,3 \times 3 = 0,9 \text{ m}^2$$

Pelat Injak



$$V_u = 0,9 \times 9,1 \times 2400 = 19656 \text{ kg (di tengah bentang)}$$

$$V_u = 0,5 \times 19656 = 9828 \text{ kg (di tepi bentang)}$$

Dimensi Konsol

$$a = 275 \text{ mm}$$

$$b_w = 550 \text{ mm}$$

$$h = 500 \text{ mm}$$

tulangan utama D16

tulangan bagi D13

decking = 40 mm

$$d = 500 - 40 - 13 - 0,5(16) = 439 \text{ mm}$$

$$f_c' = 25 \text{ MPa}, f_c \text{ ijin} = 0,45 \times 25 = 11,25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}, f_s = 170 \text{ MPa}$$

Beberapa syarat dari balok konsol yang sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 13.9.1 adalah sebagai berikut :

$$a/d = 275/439 = 0,626 < 1 \text{ (OK)}$$

$$N_{uc} \leq 0,2 \times V_{uc} = 0,2 \times 9828 = 1965,6 \text{ kg}$$

V_n untuk beton normal

$$V_n = V_u / \phi = 9828 / 0,75 = 13104 \text{ kg} = 13104 \text{ kg} = 131040 \text{ N}$$

Menentukan Luas Tulangan geser Friksi

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 13.9.3.2, kuat geser V_n tidak boleh diambil lebih besar dari :

- $V_n = 0,2 \times f_c' \times b_w \times d = 0,2 \times 11,25 \times 550 \times 439 = 543262,5 \text{ N}$
 $= 54326,25 \text{ kg} > V_n \text{ (OK)}$
- $1,1 \times b_w \times d = 1,1 \times 550 \times 439 = 265595 \text{ N} = 26559,5 \text{ kg} > V_n \text{ (OK)}$
- $A_{vf} = V_n / (f_y \times \mu) = 131040 / (170 \times 1,4) = 234 \text{ mm}^2$

Digunakan D13 $A_s = 132,732 \text{ mm}^2$

$S = A_s \times b / A_{s \text{ perlu}} = 132,732 \times 550 / 160,9412 = 311,978 \text{ mm}$

$S_{\text{pakai}} = 200 \text{ mm}$

$A_{s \text{ pakai}} = A_s \times b / S_{\text{pakai}} = 132,732 \times 550 / 200 = 345,014 \text{ mm}^2 > A_{vf} \text{ (OK)}$

Luas Tulangan Lentur

Perletakan yang akan digunakan dalam konsol pendek ini adalah sendi rol, dimana diasumsikan balok yang tertumpu pada konsol dapat berdeformasi arah lateral ataupun horisontal.

- $M_u = V_{ua} \times a + N_{uc}(h-d) = 9828 \times 275 + 1965,6(3000-439)$

$$= 77366016 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{170}{0,85 \times 11,25} = 17,778$$

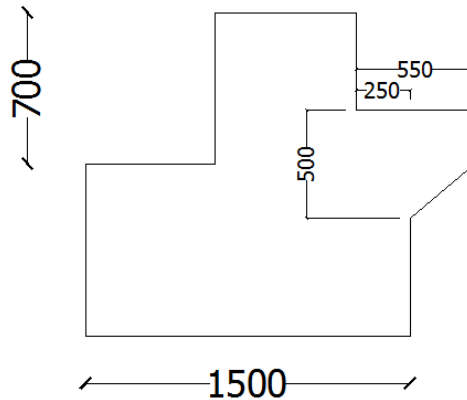
$$R_n = \frac{M_n}{0,8 \times b \times d \times d^2} = \frac{77366016}{0,8 \times 550 \times 439^2} = 0,912$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{17,778} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17,778 \times 0,381}{170}} \right) = 0,002288$$

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,002288 \times 550 \times 439 = 281,1845 \text{ mm}^2$$

Digunakan D16 = 201,062 mm²

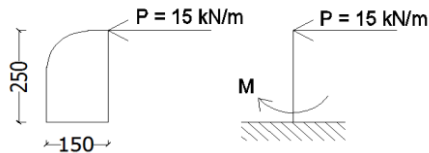
Digunakan D16-200, As = 552,920 mm²



Gambar 6.78 Rencana Abutment Trestle

6.11 Perencanaan Kerb

Dalam perencanaan kerb digunakan persyaratan yang terdapat di dalam peraturan SNI T-12-2004 yaitu beban nominal trotoar = 5 kPa = 500 kg/m² akibat pejalan kaki. Dan lebar trotoar direncanakan selebar 1 m.



Gambar 6.79 Gaya yang bekerja pada Kerb

Data rencana :

h = 250 mm

d = 180 mm

t = 150 mm

fc' = 25 Mpa

fy = 240 MPa (tulangan lentur)

$f_y = 120 \text{ MPa}$ (tulangan bagi)

$\phi = 12 \text{ mm}$ (tulangan lentur)

$\phi = 8 \text{ mm}$ (tulangan bagi)

$K_u T_p = 1,8$

$P = 15 \text{ kN/m}$

$b = 1 \text{ m}$

$M_u = P \times b \times t \times K_u T_p = 15 \times 1 \times 0,15 \times 1,8 = 4,05 \text{ kN.m}$

$M_u = 4050000 \text{ N.mm}$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{240}{0,85 \times 25} = 11,294$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y = 0,0058$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 f_c' \times \beta}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{240} \times \left(\frac{600}{600 + 240} \right) = 0,0537$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} = 0,040138$$

$M_n = M_u/0,8 = 4050000/0,8 = 5062500 \text{ N.mm}$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{5062500}{1000 \times 180^2} = 0,1563$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{11,294} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,294 \times 0,1563}{240}} \right) = 0,000653$$

Digunakan $\rho_{\min} = 0,0058$

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0058 \times 1000 \times 180 = 1050 \text{ mm}^2$$

Digunakan $\phi 12 = 113,097 \text{ mm}^2$

Digunakan $\phi 12 - 100$, $A_s \text{ pakai} = 1130,973 \text{ mm}^2$

Dipasang tulangan susut dengan ketentuan besar rasio luas tulangan terhadap luas penampang beton untuk struktur yang menggunakan tulangan dengan $f_y = 400 \text{ MPa}$ sebesar 0,0018.

Digunakan $\rho_{\min} = 0,0018$

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0018 \times 1000 \times 180 = 324 \text{ mm}^2$$

Digunakan $\phi 8 = 50,265 \text{ mm}^2$

Digunakan $\phi 8 - 150$, As pakai = $335,1032 \text{ mm}^2$

6.11.1 Perhitungan Tulangan Tiang Sandaran

Perencanaan tiang sandaran, beban yang dipikul oleh tiang sandaran sebesar $w^* = 0,75 \text{ kN/m}$

Data untuk tiang sandaran adalah sebagai berikut :

Tinggi (t) = 1250 mm

b = 150 mm

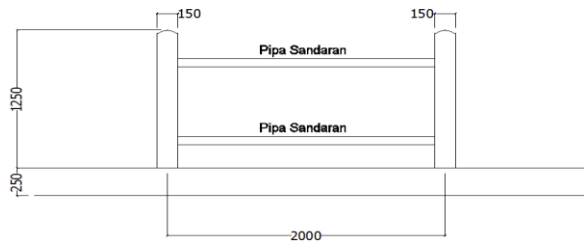
h = 250 mm

ϕ = 12 mm (tulangan lentur)

= 8 mm (tulangan bagi)

d = $250 - 50 - 8 - 0,5 \times 12 = 186 \text{ mm}$

L = 2 m



Gambar 6.77 Rencana Tiang Sandaran

6.11.2 Perhitungan Pipa Sandaran

Diameter = 3 inchi = 76,2 mm

Q pipa = 7,13 kg/m

I pipa = $59,5 \text{ cm}^4$

W pipa = $15,6 \text{ cm}^3$

Menurut SNI T-02-2005 pasal 12.5, tiang sandaran menerima beban sebesar 0,75 pada arah horisontal dan vertikal.

$Q_{\text{sandaran}} = 0,75 \text{ kN/m} = 75 \text{ kg/m}$

$Q_{\text{vertikal}} = q_{\text{pipa}} + q_{\text{sandaran}} = 7,13 + 75 = 82,13 \text{ kg/m}$

$$\begin{aligned}
 q_{\text{horizontal}} &= Q_{\text{sandaran}} = 75 \text{ kg/m} \\
 M_{\text{vertikal}} &= 1/8 \times q \times L^2 = 1/8 \times 82,13 \times 2 = 41,065 \text{ kg.m} \\
 M_{\text{horisontal}} &= 1/8 \times q \times L^2 = 1/8 \times 75 \times 2 = 37,5 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

Kontrol kekuatan Pipa

$$\begin{aligned}
 M_n &= 0,9 \times f_y \times Z_x = 0,9 \times 2400 \times 8,58 = 18532,8 \\
 &\text{kg.cm} \\
 &= 185328 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

Rasio Momen

$$\begin{aligned}
 M_n/M_v &= 185328/41,065 = 0,000222 \\
 M_n/M_h &= 185328/37,5 = 0,000202 \\
 M_n/M_v + M_n/M_h &= 0,000424
 \end{aligned}$$

Lendutan yang terjadi pada pipa

$$\delta_{\text{ijin}} = L/240 = 200/240 = 0,8333 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{terjadi}} = \frac{5 \times Q \times L^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 41,065 \times 200^4}{384 \times E \times 59,5} = 0,0719 \text{ cm (arah vertikal)}$$

$$\delta_{\text{terjadi}} = \frac{5 \times Q \times L^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 37,5 \times 200^4}{384 \times E \times 59,5} = 0,0656 \text{ cm (arah horisontal)}$$

$$\text{Resultan } \delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2} = \sqrt{0,00719^2 + 0,0656^2} = 0,0974 \text{ cm}$$

Resultan $\delta < \delta_{\text{ijin}}$ (Tiang sandaran mampu menahan beban rencana)

6.11.3 Perhitungan Kolom Sandaran

Untuk mengetahui momen pada kolom tiang sandaran, perlu dihitung beban – beban yang bekerja pada kolom tiang sandaran. Antara lain :

$$\begin{aligned}
 \text{Berat sendiri kolom} &= 0,15 \times 0,25 \times 1,25 \times 2,4 = 112,5 \text{ kg} \\
 \text{Berat pipa sandaran} &= 2 \times 7,13 \times 2 = 28,52 \text{ kg} \\
 \text{PD} &= 112,5 + 28,52 = 141,02 \text{ kg} \\
 \text{MD} = P_d \times b/2 &= 141,02 \times (150/1000)/2 = 10,577 \text{ kg.m} \\
 \text{PL} &= 75 \times 2 = 150 \text{ kg} \\
 \text{ML} &= 150 \times 1,25 = 187,5 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

$$P_u = 1,2PD + 1,6PL = 1,2(141,02) + 1,6(150) = 409,224 \text{ kg} \\ = 4092,24 \text{ N}$$

$$M_u = 1,2MD + 1,6ML = 1,2(10,577) + 1,6(187,5) = 312,6918 \text{ kg.m}$$

$$= 3126918 \text{ N.mm}$$

$$M_u = M_u / 0,8 = 3126918 / 0,8 = 381,258648 \text{ N.mm}$$

$$M_n / (b \times h^2) = 381,258648 / (150 \times 250^2) = 0,4169 \text{ N/mm}^2$$

$$P_u / (b \times h) = 4092,24 / (150 \times 250) = 1,3641 \text{ N/mm}^2$$

Dari grafik interaksi didapatkan $\rho = 0,01$

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,01 \times 150 \times 186 = 279 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan $4\phi 12 = 452,3893 \text{ mm}^2$ (Oke)

Perencanaan tulangan geser

$$V_u = 2,25 \text{ kN} = 2250 \text{ N}$$

$$V_c = 1/6 \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d = 1/6 \times \sqrt{25} \times 150 \times 186 = 23250 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 23250 = 13950 \text{ N}$$

$V_u < V_c$ (dipasang tulangan geser praktis)

$$S_{\text{maksimum}} = 0,5d = 0,5 \times 250 = 125 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan = 8 mm, $A_v = 50,265 \text{ mm}^2$

Dipasang tulangan $\phi 8$ -100 mm.

BAB VII

KESIMPULAN DAN SARAN

7.1 Kesimpulan

Dari pembahasan yang telah dilakukan pada bab – bab sebelumnya, maka kesimpulan dari pengerjaan tugas akhir ini sebagai berikut:

a. Struktur Dermaga

Dimensi Balok

No	Balok	Dimensi (mm)	Jumlah
1	B1	650 x 1000	20
2	B2	700 x 1000	12
3	B3 VAR	700 x 1000 – 700 - 2400	6
4	BK1	650 x 1000	8
5	BK2	700 x 1000 – 700 - 2400	6
6	BL	650 x 2200	7

Pelat Lantai

No	Type	Dimensi (mm)	Jumlah
1	A1	1075 x 3000	30
2	A2	1500 x 3000	45
3	B1	1225 x 3000	3
4	B2	1225 x 3000	3
5	C	450 x 3300	10
6	D1	450 x 1200	1
7	D2	450 x 1200	1

Pondasi

No	Type	Dimensi (mm)	Jumlah
1	P1	2000 x 2000 x 1000	18
2	P2	4000 x 2000 x 1000	6
Untuk tiang pancang digunakan steel pile dengan diameter 1016 mm dengan panjang 30000 mm.			

b. Struktur Trestle

Dimensi Balok

No	Balok	Dimensi (mm)	Jumlah
1	B4	400 x 700	27
2	B5	400 x 700	18
3	B6	350 x 500	6

Pelat Lantai

No	Tipe	Dimensi (mm)	Jumlah
1	E	1800 x 3775	20
2	F	1800 x 2775	8
3	G	1225 x 3750	1
4	H	1225 x 2775	10
5	I	650 x 1350	4
6	J	1200 x 1225	1
7	K1	675 x 3800	10
8	K2	675 x 3800	10
9	L1	675 x 2775	2
10	L2	675 x 2775	2

Pondasi

No	Tipe	Dimensi (mm)	Jumlah
1	P3	1500 x 1500 x 800	20
2	P4	1500 x 2000 x 1000	3
Untuk tiang pancang digunakan steel pile dengan diameter 711,2 mm dengan panjang 16000 mm.			

7.2 Saran

Pada perencanaan struktur dengan metode precast seharusnya perlu juga untuk melakukan evaluasi tentang metode pelaksanaan di lapangan. Karena apa yang dikerjakan sangat berpengaruh terhadap metode pelaksanaan di lapangan.

Perlu juga diperhatikan untuk pembagian balok dan pelat lantai, karena jika terlalu banyak balok untuk menyangga pelat precast hal itu akan mengurangi sisi ekonomis dari suatu struktur bangunan tersebut.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR PUSTAKA

Badan Standarisasi Nasional. 2002. **SNI 03-2847-2002 Tata cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional

Badan Standarisasi Nasional. 2016. **SNI 1725-2016 Pembebanan Untuk Jembatan**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional

Badan Standarisasi Nasional. 2012. **RSNI 2833-201x Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Jembatan**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional

Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan. 1971. **Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971**. Bandung : Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan

PCI. Sixth Edition. **PCI Design Handbook Precast and Prestressed Concrete**. Chicago : PCI Industry Handbook Committee.

Nakazawa, Kazuto. 1980. **Mekanika Tanah Dan Teknik Pondasi**. Diterjemahkan : L. Taulu dkk, Jakarta : PT Pradnya Paramita

Nawy, Erdward G. 1981,25. **Beton Bertulang Suatu Pendekatan Dasar**. Diterjemahkan : Bambang Suryoatmono. Bandung : PT Eresco Bandung.

Triatmodjo, Bambang. 2009. **Perencanaan Pelabuhan**. Yogyakarta

Nurlina, Siti. 2008. **Struktur Beton**. Surabaya

Maritime Sector Development Programme Directorate General
Of Sea Communications. 1984. **Standard Design Criteria For
Ports In Indonesia.**

BIODATA PENULIS



Diego Kharisma Ardianto, penulis kelahiran Madiun, 17 Juli 1990 ini, merupakan anak pertama dari 3 bersaudara.

Sebelum diterima di jurusan Teknik Sipil melalui program lintas jalur dengan NRP 3112 106 013, sebelumnya penulis juga pernah menempuh pendidikan di Diploma 3 Teknik Sipil pada Institut yang sama yaitu di Institut Teknologi Sepuluh Nopember. Masa sekolah dilalui di kota Surabaya yaitu di SD Negeri Gadang Tanah Kali Kedinding 1, SLTPN 15 Surabaya dan SMA Wachid Hasyim 1.

Selama menempuh pendidikan di ITS, penulis pernah mengikuti beberapa kegiatan kemahasiswaan. Antara lain di Badan Eksekutif Lembaga Mahasiswa FTSP ITS dan Pengurus Masjid Al-Azhar D3 Teknik Sipil ITS.